

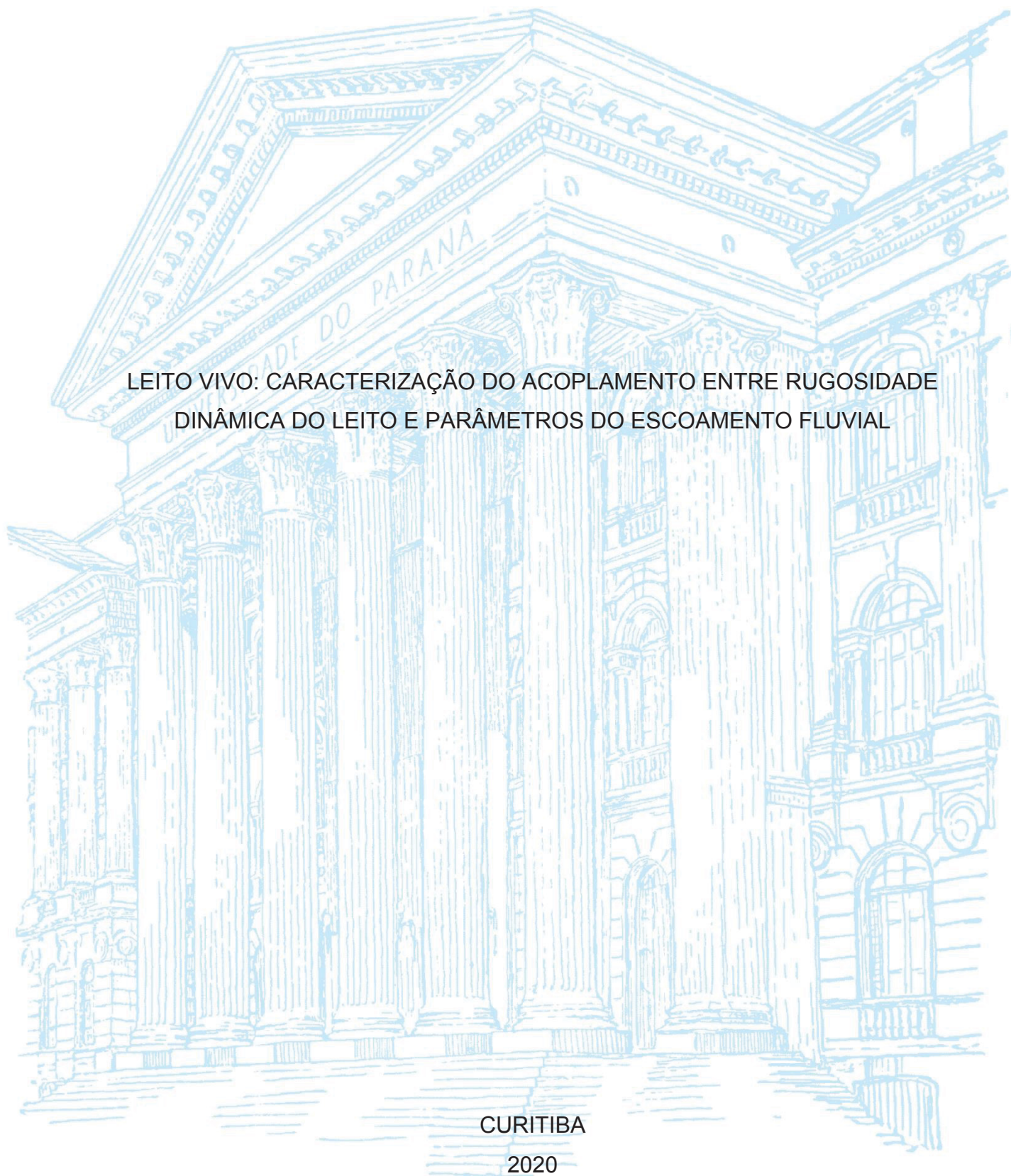
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

VINÍCIUS GRANADIER

LEITO VIVO: CARACTERIZAÇÃO DO ACOPLAMENTO ENTRE RUGOSIDADE
DINÂMICA DO LEITO E PARÂMETROS DO ESCOAMENTO FLUVIAL

CURITIBA

2020



VINÍCIUS GRANADIER

LEITO VIVO: CARACTERIZAÇÃO DO ACOPLAMENTO ENTRE RUGOSIDADE
DINÂMICA DO LEITO E PARÂMETROS DO ESCOAMENTO FLUVIAL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. William Bonino Rauen

CURITIBA

2020

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

G748l Granadier, Vinícius
 Leito vivo: caracterização do acoplamento entre rugosidade dinâmica do leito e
 parâmetros do escoamento fluvial [recurso eletrônico] / Vinícius Granadier. – Curitiba, 2020.

 Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-
 Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, 2020.

 Orientador: William Bonino Rauen.

 1. Escoamento. 2. Hidráulica. 3. Transporte de Sedimentos. I. Universidade Federal do
 Paraná. II. Rauen, William Bonino. III. Título.

CDD: 627.042

Bibliotecária: Vanusa Maciel CRB- 9/1928

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **VINÍCIUS GRANADIER** intitulada: **Leito Vivo: Caracterização do Acoplamento entre Rugosidade Dinâmica do Leito e Parâmetros do Escoamento Fluvial**, sob orientação do Prof. Dr. WILLIAM BONINO RAUEN, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 06 de Novembro de 2020.

Assinatura Eletrônica

07/11/2020 20:28:06.0

WILLIAM BONINO RAUEN

Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica

08/11/2020 08:41:34.0

ANDRE LUIZ TONSO FABIANI

Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

09/11/2020 15:44:04.0

JOSÉ JUNJI OTA

Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

10/11/2020 23:27:05.0

ANA LUIZA DE OLIVEIRA BORGES

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL)

Este trabalho é dedicado à minha mãe, Aparecida Valentina Polonio Granadier, por ter feito de mim um sonhador, assim como ela é. Obrigado pelo apoio incondicional durante esta jornada, principalmente nos momentos mais incertos. Todas as minhas vitórias foram conquistadas graças a você – e foram POR VOCÊ!

AGRADECIMENTOS

A Deus, por minha vida e pelos mistérios do mundo, que me entusiasma na eterna busca por desvendá-los.

Aos meus pais, formadores da minha personalidade e da minha persistência, que desde o início são meus maiores exemplos de que trabalho duro, bondade e honestidade sempre levam à vitória. Amo-lhes da maneira mais profunda e sincera.

À minha irmã, Pâmela Granadier, e ao meu cunhado, Saulo Pampu, por terem me acolhido em seu lar com todo o amor e conforto durante os períodos iniciais dessa caminhada, aquecendo meu coração nos dias gelados de Curitiba. Obrigado por me fazerem persistir frente a tantas adversidades. Vocês são meus impulsionadores e fazem com que eu me sinta abençoado por saber que jamais estarei só.

Ao estimado orientador deste estudo, Prof. Dr. William Bonino Rauen, um grande ser humano e meu maior exemplo acadêmico e profissional. É difícil transparecer em palavras o imenso respeito que tenho por você, assim como a gratidão que sinto por poder trabalhar contigo há tanto tempo. Se hoje avanço mais um passo nesta jornada acadêmica, é graças a ti – pelas oportunidades que me oferece desde a graduação, bem como por todos os conhecimentos de alto nível transmitidos durante esta experiência. Obrigado por todos os seus gestos de amizade, compaixão, paciência e otimismo – fatores estes que foram indispensáveis para a realização deste estudo e que, com certeza, me marcaram para sempre.

Aos queridos amigos que pude conhecer: Larissa de Lima, Jacqueline Carril, Luis Otávio Peixoto, Gabrielle Ramos, Bruno Juliani, Nanúbia Barreto, Natan Ricci, Carolina de Souza e Cezar Falavigna. Obrigado por estarem ao meu lado, me auxiliando a superar tantas barreiras e limitações pessoais – o que tornou essa experiência mais leve, mais inspiradora e muito mais feliz. A luz por vocês emitida fez com que eu pudesse enxergar o que há de melhor em mim, mesmo nos dias mais escuros. Os momentos de alegria e reflexão que tivemos juntos estão forjados eternamente em meu coração. Desejo-lhes todo o sucesso do mundo!

Aos demais amigos que cultivei durante a vida, por sempre terem acreditado nas minhas escolhas. Vocês também são parte dessa vitória, por terem alentado os meus dias com tanto amor e cumplicidade, mantendo meus pés no chão até que eu me sentisse seguro para voar. Preparem-se para os novos dias, pois já aviso que não irei parar por aqui!

Ao ilustre corpo docente e técnico do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental da UFPR, por todos os conhecimentos compartilhados, bem como pelo sentimento de pertencimento que me proporcionaram, desde o início do curso. Sinto-me orgulhoso por ser parte dessa comunidade e espero reencontrá-los em breve.

Ao Prof. Dr. Cristóvão Vicente Scapulatempo Fernandes, pelos gestos atenciosos e compreensivos enquanto coordenador do PPGERHA, assim como por todas as reflexões que provocou em mim durante este processo de formação acadêmica. Você tem o dom de cativar seus alunos com sua inteligência e sua humanidade, tendo deixado em mim o sentimento de orgulho por ter sido um deles.

Aos membros avaliadores da banca, Prof. Dra. Ana Luiza de Oliveira Borges, Prof. Dr. André Luiz Tonso Fabiani e Prof. Dr. José Junji Ota, pela disponibilidade e gentileza que dispensaram ao contribuírem com suas valiosas críticas e sugestões a este estudo.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão e financiamento da bolsa de Mestrado (Projeto 88882.382709/2019-01 – CF: 001).

“I do not know what I may appear to the world, but to myself I seem to have been only like a boy playing on the sea-shore, and diverting myself in now and then finding a smoother pebble or a prettier shell than ordinary, whilst the great ocean of truth lay all undiscovered before me”.

– Isaac Newton –

RESUMO

Este estudo objetivou subsidiar melhores entendimento e capacidade de modelagem dos efeitos da variação temporal do coeficiente de rugosidade de leitos aluviais, sendo tal variação causada pelo desenvolvimento de formas de fundo. Foram consideradas condições de escoamento turbulento, subcrítico, com superfície livre em canais largos, com leitos arenosos sujeitos à ocorrência de *mini-ripples* ou de dunas. Foram investigados cenários nos quais tal variação temporal pode impactar significativamente as respectivas previsões de nível de água e descarga sólida. Foi desenvolvido e testado um procedimento de cálculo de parâmetros hidrossedimentológicos típicos na modelagem 1D de hidráulica fluvial, sob vazão constante ou variável, com desenvolvimento de *mini-ripples* ou de dunas no leito aluvial. Análises de sensibilidade foram realizadas contemplando variações de métodos de cálculo, modelos e coeficientes, bem como características do escoamento e do sedimento, quanto às incertezas de simulação. O procedimento foi aferido com base em simulações de regime transiente com o modelo computacional HEC-RAS, sob a condição de coeficiente de rugosidade temporalmente constante calculado em função das dimensões de equilíbrio de formas de fundo. O novo procedimento foi, então, aplicado em planilha eletrônica com a abordagem de retroalimentação morfodinâmica, na qual as condições do escoamento e do leito interagiram de modo a proporcionar variação temporal da respectiva condição de contorno na modelagem. Os resultados assim gerados foram comparados com os resultados correspondentes obtidos com a abordagem padrão de coeficiente temporalmente constante, observando-se o efeito sobre as estimativas de nível de água no canal. O ganho de capacidade descritiva alcançado com a abordagem aqui proposta superou as incertezas metodológicas correspondentes, nos testes realizados, indicando potencial contribuição à redução de incertezas da modelagem computacional 1D da hidráulica fluvial – especialmente sob passagem de onda de cheia concomitantemente à ocorrência de dunas no leito aluvial.

Palavras-chave: Escoamento Transiente. Forma de Fundo. Hidráulica Fluvial. Incerteza. Modelagem CFD. Resistência Hidráulica.

ABSTRACT

This study aimed to contribute towards a better understanding and modelling capacity of the effects of a temporally varying alluvial roughness coefficient, where such variation is caused by bedform development. Turbulent, subcritical, free surface wide channel flow conditions were considered, with sandy beds subjected to the occurrence of *mini-ripples* or dunes. Investigation covered scenarios in which such temporal variation may significantly impact the corresponding water level and sediment flux predictions. A calculation procedure was developed and tested involving typical hydro-sedimentological parameters of 1D fluvial hydraulics modelling, under constant or variable discharge, with *mini-ripples* or dunes undergoing development on the alluvial bed. Sensitivity analyses were conducted for the impacts on modelling uncertainty of varying calculation methods, coefficients, flow and sediment characteristics. Procedural performance was assessed *vis-à-vis* transient flow simulations using the computational model HEC-RAS, with the roughness coefficient as a constant calculated as a function of equilibrium bedform dimensions. The new procedure was, then, applied in spreadsheet software with the morphodynamic feedback approach, in which flow and bed conditions interacted in such a way as to provide a temporally varying lower boundary condition in modelling. Results thus obtained were contrasted with the corresponding ones of a standard approach using constant roughness coefficient values, focusing on effects on water level predictions in the simulated open channels. Gains in descriptive capacity associated with the new approach surpassed methodological uncertainty in tests undertaken herein, indicating a potential contribution to reducing uncertainty of 1D computational fluvial hydraulics modelling – particularly under a passing flood wave occurring concurrently with dunes on the alluvial bed.

Keywords: Bedform. CFD Modelling. Fluvial Hydraulics. Hydraulic Resistance. Transient Flow. Uncertainty.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – DIAGRAMA DE <i>SHIELDS</i> MODIFICADO POR VAN RIJN (1984)	40
FIGURA 2 – TIPOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EM AMBIENTES FLUVIAIS	41
FIGURA 3 – REPRESENTAÇÃO DA GEOMETRIA DE FORMAS DE FUNDO EM REGIME DE BAIXO TRANSPORTE EM UM LEITO FLUVIAL	47
FIGURA 4 – FORMAS DE FUNDO TÍPICAS DE ESCOAMENTOS FLUVIAIS, CLASSIFICADAS ALFABETICAMENTE PELO AUMENTO DA POTÊNCIA DO ESCOAMENTO	48
FIGURA 5 – SEQUÊNCIA TÍPICA DA OCORRÊNCIA DE FORMAS DE FUNDO 1D EM LEITOS ALUVIAIS ORGANIZADA DE ACORDO COM O AUMENTO DA POTÊNCIA DO ESCOAMENTO	50
FIGURA 6 – DIAGRAMA DE CLASSIFICAÇÃO DE FORMAS DE FUNDO DE VAN RIJN (1993).....	51
FIGURA 7 – DADOS EXPERIMENTAIS PARA TEMPO DE EQUILÍBRIO <i>VERSUS</i> CAPACIDADE DE TRANSPORTE DOS SEDIMENTOS PARA <i>RIPPLES</i> (PONTOS PREENCHIDOS EM PRETO) E DUNAS (PONTOS SEM PREENCHIMENTO).....	56
FIGURA 8 – RELAÇÃO FUNCIONAL ENTRE O COEFICIENTE DE <i>MANNING</i> E A VAZÃO POR FUNÇÕES EM DEGRAUS (À ESQUERDA) E EM POTÊNCIA (À DIREITA)	62
FIGURA 9 – FLUXOGRAMA DE FUNCIONAMENTO DO MODELO HIDROSEDIMENTOLÓGICO DE PAARLBERG ET AL. (2010)	66
FIGURA 10 – RESULTADOS DA BIBLIOMETRIA REALIZADA COM OCORRÊNCIAS NO PERÍODO DE 2013-2018.....	72
FIGURA 11 – CARACTERÍSTICAS DAS ANÁLISES DE SENSIBILIDADE DO PASSO 4.....	79
FIGURA 12 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS REPRESENTANDO AS DISTRIBUIÇÕES UNIFORME (UNI, EM AZUL) E NÃO-UNIFORME (NU, EM LARANJA) UTILIZADAS NAS ANÁLISES DE SENSIBILIDADE DO PASSO 4	81

FIGURA 13 – DESCRIÇÃO GERAL DOS CASOS DE SIMULAÇÃO DA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO PASSO 4, EXIBINDO EQUAÇÕES SUBSTITUÍDAS EM CADA CASO.....	82
FIGURA 14 – HIDROGRAMA DE CHEIA CONTÍNUO UTILIZADO NAS SIMULAÇÕES IMPLEMENTADAS NO HEC-RAS E POSTERIORMENTE DISCRETIZADO PARA A CONDIÇÃO QUASI-TRANSIENTE	87
FIGURA 15 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 6$ h	89
FIGURA 16 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 2$ h	89
FIGURA 17 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 1$ h	89
FIGURA 18 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 30$ min	90
FIGURA 19 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 10$ min	90

FIGURA 20 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 5 \text{ min}$	90
FIGURA 21 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 1 \text{ min}$	91
FIGURA 22 – TEMPO EM QUE OS DESVIOS EM H FORAM SUPERIORES AO PATAMAR DE REFERÊNCIA ACEITÁVEL PARA INCERTEZAS RELATIVAMENTE À DURAÇÃO TOTAL DA CHEIA PARA CADA RESOLUÇÃO Δt	92
FIGURA 23 – RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DA ONDA DE CHEIA EM REGIME QUASI-TRANSIENTE COM $\Delta t = 1 \text{ h}$, EXIBINDO OS DESVIOS ABSOLUTOS (EM AZUL) OBTIDOS ENTRE AS VAZÕES (GRÁFICOS À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (GRÁFICOS À DIREITA) ENTRE AS SEÇÕES TRANSVERSAIS DO TRECHO, APRESENTADOS EM SOBREPOSIÇÃO AOS HIDROGRAMAS DE VAZÃO E NÍVEL DA SEÇÃO CENTRAL (EM LARANJA)	93
FIGURA 24 – COMPORTAMENTO DO PARÂMETRO t/t_e PARA OS CENÁRIOS 1, 2 E 3 (CURVAS COLORIDAS RELACIONADAS AO EIXO VERTICAL SECUNDÁRIO) RELATIVAMENTE AOS RAMOS DO HIDROGRAMA DE CHEIA (RELACIONADO AO EIXO VERTICAL PRIMÁRIO)	96
FIGURA 25 – FLUXOGRAMA DO PROCEDIMENTO PARA CÁLCULO DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DO LEITO VARIÁVEL EM FUNÇÃO DO DESENVOLVIMENTO DE <i>MINI-RIPPLES</i> (COM NÚMERO DAS EQUAÇÕES UTILIZADAS ENTRE COLCHETES, DADOS DE ENTRADA EM CAIXAS VERMELHAS, CÁLCULOS EM CAIXAS CINZAS, FINS DE SIMULAÇÃO EM CAIXAS PRETAS E DECISÕES EM LOSANGOS)	104

FIGURA 26 – DADOS PARTICIONADOS DE BAAS (1993) (EM VERMELHO, PARA <i>MINI-RIPPLES</i>) EM RELAÇÃO AOS DADOS DE NÃO-PARTICIONADOS SELECIONADOS POR COLEMAN ET AL. (2005) (EM PRETO, PARA <i>RIPPLES</i> E DUNAS)	109
FIGURA 27 – DADOS PARTICIONADOS DE BAAS (1993) PLOTADOS SEPARADAMENTE PARA AREIA MUITO FINA ($d_{50} = 0,095$ mm) E PARA AREIA FINA ($d_{50} = 0,238$ mm)	109
FIGURA 28 – REPRESENTAÇÃO EM ESCALA HORIZONTAL DE H_e (EM ESCALA LINEAR) NOS CASOS DE SIMULAÇÃO CONSIDERANDO OS CENÁRIOS UNI (a) E NU (b), BEM COMO DE q_{te} (EM ESCALA LOGARÍTMICA) CONSIDERANDO OS CENÁRIOS UNI (c) E NU (d), COM REPRESENTAÇÃO DOS LIMITES DA FAIXA DE REFERÊNCIA PARA INCERTEZAS DESTACADOS EM LINHAS VERTICAIS VERMELHAS	111
FIGURA 29 – COMPARAÇÃO ENTRE A CURVA DE <i>SHIELDS</i> E AS FORMULAÇÕES DE VAN RIJN (1993) E SOULSBY (1997)	114
FIGURA 30 – RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES SOB A ABORDAGEM CTV DOS CASOS 1, 8, 9, 15, BEM COMO DOS CASOS 16-19 RELATIVOS AOS VALORES MÁXIMOS DE INCERTEZAS	117
FIGURA 31 – EVOLUÇÃO TEMPORAL DA DECLIVIDADE DAS <i>MINI-RIPPLES</i> NOS CASOS 1 E 8 SOB AS DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS UNI E NU	119
FIGURA 32 – FLUXOGRAMA DO PROCEDIMENTO PROPOSTO NESTE ESTUDO PARA CÔMPUTO DO EFEITO DO DESENVOLVIMENTO DE <i>MINI-RIPPLES</i> OU DUNAS NA VARIAÇÃO TEMPORAL DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DO LEITO ALUVIAL, SOB VAZÃO CONSTANTE OU VARIÁVEL (APLICÁVEL A CADA PASSO DE TEMPO). SETAS COM TERMINAÇÃO SIMPLES INDICAM SENTIDO ÚNICO DE CÁLCULO. A SETA COM DUPLA TERMINAÇÃO (“SE DUNAS”) INDICA QUE η_e E λ_e SÃO CALCULADOS ITERATIVAMENTE COM H_e A CADA NOVO VALOR DE VAZÃO, EM CASOS SIMULADOS COM VAZÃO VARIÁVEL.....	123

FIGURA 33 – HIDROGRAMAS DE NÍVEL GERADOS PELAS SIMULAÇÕES DAS ONDAS DE CHEIA A1, A2 E A3, SOB AS ABORDAGENS CTC E CTV, COM REPRESENTAÇÃO DOS DESVIOS ENTRE AS PROFUNDIDADES OBTIDAS EM RELAÇÃO AO PATAMAR DE REFERÊNCIA ACEITÁVEL PARA INCERTEZAS (PRI).....	126
FIGURA 34 – HIDROGRAMAS DE NÍVEL GERADOS PELAS SIMULAÇÕES DAS ONDAS DE CHEIA B1, B2 E B3, SOB AS ABORDAGENS CTC E CTV, COM REPRESENTAÇÃO DOS DESVIOS ENTRE AS PROFUNDIDADES OBTIDAS EM RELAÇÃO AO PATAMAR DE REFERÊNCIA ACEITÁVEL PARA INCERTEZAS (PRI).....	127
FIGURA 35 – VARIAÇÃO DAS DIMENSÕES DAS FORMAS DE FUNDO (η – ALTURA E λ – ESPAÇAMENTO) EM FUNÇÃO DA VAZÃO DO HIDROGRAMA DE CHEIA PARA O CASO B1 SOB A PRESENÇA DE <i>MINI-RIPPLES</i>	130
FIGURA 36 – CURVAS-CHAVE DAS SIMULAÇÕES DAS ONDAS DE CHEIA SOB O DESENVOLVIMENTO DE <i>MINI-RIPPLES</i> NAS ABORDAGENS CTC E CTV PARA O CASO B1	131
FIGURA 37 – PARÂMETROS RELEVANTES OBTIDOS PELA SIMULAÇÃO DA ONDA DE CHEIA SOB LEITO COBERTO POR DUNAS, RELATIVOS AO EIXO VERTICAL DA DIREITA, COM EXCEÇÃO DA CURVA DE n PARA A ABORDAGEM CTV, RELATIVA AO EIXO VERTICAL DA ESQUERDA.....	132
FIGURA 38 – REPRESENTAÇÃO DO HIDROGRAMA DE CHEIA E DOS HIDROGRAMAS DE NÍVEL GERADOS PELA SIMULAÇÃO DA ONDA DE CHEIA DO CASO B1 SOB A PRESENÇA DE DUNAS ..	133

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – EXEMPLOS DE DIAGRAMAS DE PREVISÃO DE TIPOS DE FORMAS DE FUNDO EM ESCOAMENTOS FLUVIAIS	50
QUADRO 2 – CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS DE RUGOSIDADE DINÂMICA EM ESTUDOS SEMELHANTES CONSIDERADOS	61
QUADRO 3 – PASSOS METODOLÓGICOS ASSOCIADOS AOS OBJETIVOS DA PESQUISA.....	71
QUADRO 4 – RESUMO DA NORMALIZAÇÃO E EQUACIONAMENTO PARA O CÁLCULO DOS DADOS PARTICIONADOS	77

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – VALORES SUGERIDOS PARA USO NO MODELO HEC-RAS 4.1 PARA O COEFICIENTE DE <i>MANNING</i> EM FUNÇÃO DO TIPO ESPERADO DE FORMAS DE FUNDO NO LEITO FLUVIAL	59
TABELA 2 – DADOS EXPERIMENTAIS ORIGINALMENTE OBTIDOS POR BAAS (1993) PARA AREIA MUITO FINA ($d_{50} = 0,095$ mm) E PARA AREIA FINA ($d_{50} = 0,238$ mm) À TEMPERATURA EQUIVALENTE DE 10 °C	76
TABELA 3 – DADOS EXPERIMENTAIS DOS TESTES DE BAAS (1993) APÓS O PARTICIONAMENTO	78
TABELA 4 – DADOS DE ENTRADA UTILIZADOS PARA CADA CENÁRIO DE SIMULAÇÃO DE ONDAS DE CHEIA SOB O DESENVOLVIMENTO DE <i>MINI-RIPPLES</i> NO LEITO.....	99
TABELA 5 – RESULTADOS DA SIMULAÇÃO PARA CADA CASO DE ANÁLISE E SEUS DESVIOS EM RELAÇÃO AO CASO DE REFERÊNCIA.....	112
TABELA 6 – TEMPO EM QUE OS DESVIOS ΔH NAS PROFUNDIDADES SIMULADAS ENTRE AS ABORDAGENS CTC E CTV FORAM SUPERIORES AO PATAMAR DE REFERÊNCIA ACEITÁVEL PARA INCERTEZAS EM SUA MODELAGEM.....	129

LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior

CTC – Coeficiente Temporalmente Constante (baseado em condições de equilíbrio)

CTV – Coeficiente Temporalmente Variável (baseado no desenvolvimento de formas de fundo)

FRI – Faixa de Referência para Incertezas

NS – *Navier-Stokes*

NU – Sedimento Não-uniforme

PRI – Patamar de Referência para Incertezas

RANS– *Reynolds-Averaged-Navier-Stokes*

RMSE – Erro Médio Quadrático

UNI – Sedimento Uniforme

VOL/VOL – Unidades Volumétricas Arbitrárias de Concentração

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLO	DESCRIÇÃO	UNIDADE
A	área da seção transversal do escoamento	m ²
a_e	coeficiente de calibração para o tempo de equilíbrio	-
B	largura da seção transversal do escoamento	m
b	número de <i>Rouse</i>	-
b_e	coeficiente de calibração para o tempo de equilíbrio	-
C	coeficiente de rugosidade de <i>Chézy</i>	-
C_a	concentração suspensa de referência na cota Z_a	vol/vol
C_b	concentração média volumétrica de sedimentos na camada de saltação	vol/vol
$C_{méd}$	concentração média de sedimentos suspensos em uma seção transversal do escoamento	vol/vol
C_Q	coeficiente de vazão, que expressa a razão entre as vazões de pico e de base de um hidrograma	-
C_s	coeficiente de rugosidade de <i>Chézy</i> particionado	-
$C(z)$	concentração de sedimentos suspensos na altura z	vol/vol
CV	parâmetro de convergência do complemento <i>Solver</i>	m/s
d	diâmetro característico dos sedimentos	m
d^*	parâmetro adimensional do tamanho de grão do sedimento	-
d_{10}	diâmetro correspondente ao primeiro decil da curva granulométrica	m
d_{16}	diâmetro correspondente ao décimo sexto percentil da curva granulométrica	m
d_{50}	diâmetro correspondente ao quinto decil da curva granulométrica	m
d_{84}	diâmetro correspondente ao octogésimo quarto percentil da curva granulométrica	m
d_{90}	diâmetro correspondente ao nono decil da curva granulométrica	m
$D\%$	desvio percentual entre H_t e H_d	%
f	fator de atrito de <i>Darcy-Weisbach</i>	-

SÍMBOLO	DESCRIÇÃO	UNIDADE
F_R	número de <i>Froude</i>	-
g	aceleração devido à gravidade	m/s ²
H	profundidade do escoamento	m
H_{CTC}	profundidade gerada por simulações sob a abordagem CTC	m
H_{CTV}	profundidade gerada por simulações sob a abordagem CTV	m
H_d	profundidade num instante t gerada pela simulação do hidrograma discretizado em degraus	m
H_e	profundidade na condição de equilíbrio	m
H_{SV}	profundidade calculada iterativamente pelo <i>Solver</i>	m
H_t	profundidade num instante t gerada pela simulação do hidrograma de cheia transiente	m
H'	profundidade virtual do escoamento considerando-se a resistência de forma como nula	m
J	Parâmetro a ser normalizado em termos de temperatura para a adaptação da equação de Coleman et al. (2005) particionada	-
k_s	coeficiente de rugosidade equivalente de <i>Nikuradse</i>	-
k_{sf}	parcela do coeficiente k_s relativa à resistência de forma	-
k_{ss}	parcela do coeficiente k_s relativa à resistência de superfície	-
n	coeficiente de rugosidade de <i>Manning</i>	-
n_t	número de passos de tempo da simulação	-
Q	vazão líquida de escoamento	m ³ /s
q	vazão líquida por unidade de largura do escoamento	m ³ /s.m
Q_b	vazão de base do hidrograma de cheia	m ³ /s
q_b	descarga sólida de fundo por unidade de largura do escoamento	kg/s.m
q_{bv}	descarga sólida de fundo por unidade de largura do escoamento, em base volumétrica	m ³ /s.m ou m ² /s
Q_{fi}	vazão no fim do passo de tempo Δt_i	m ³ /s
q_i	vazão líquida de contribuições laterais por unidade de comprimento de canal	m ³ /s.m

SÍMBOLO	DESCRIÇÃO	UNIDADE
Q_{ii}	vazão no início do passo de tempo Δt_i	m ³ /s
Q_p	vazão de pico do hidrograma de cheia	m ³ /s
q_s	descarga sólida suspensa por unidade de largura do escoamento	kg/s.m
q_t	descarga sólida total por unidade de largura do escoamento	kg/s.m
q_{te}	descarga sólida total na condição de equilíbrio por unidade de largura do escoamento	kg/s.m
Re^*	número de <i>Reynolds</i> da partícula	-
R_H	raio hidráulico da seção transversal do escoamento	m
S_f	declividade da linha de energia ao longo do canal	m/m
S_s	densidade relativa do sedimento	-
S_0	declividade do leito do canal	m/m
t	tempo	s
T	parâmetro de mobilidade dos sedimentos de um leito aluvial	-
t_b	tempo de base do hidrograma de cheia	h
t_e	tempo de equilíbrio das formas de fundo	h
t_{ecf}	tempo de equilíbrio das formas de fundo para escoamentos transientes segundo Coleman et al. (2005)	h
t_{es}	tempo de equilíbrio particionado	h
$t_{e\eta}$	tempo de equilíbrio relativo à altura das formas de fundo	h
$t_{e\lambda}$	tempo de equilíbrio relativo ao espaçamento entre formas de fundo	h
t_{fi}	instante final do passo de tempo Δt_i	h
t_i	Instante inicial do passo de tempo Δt_i	h
t_p	tempo de pico do hidrograma de cheia	h
T_s	parâmetro de mobilidade dos sedimentos particionado	-
t^*	tempo de equilíbrio adimensionalizado	-

SÍMBOLO	DESCRIÇÃO	UNIDADE
t^*_s	tempo de equilíbrio adimensional particionado, relativo a componente de resistência de superfície	-
$t^*_{s\eta}$	tempo de equilíbrio adimensional particionado, relativo à altura das formas de fundo	-
$t^*_{s\lambda}$	tempo de equilíbrio adimensional particionado, relativo ao espaçamento entre formas de fundo	-
U	velocidade média do escoamento	m/s
u	velocidade do escoamento na cota z	m/s
U_b	velocidade média da partícula	m/s
U_{SV}	velocidade média calculada iterativamente pelo <i>Solver</i>	m/s
$U_{perfil\ log}$	velocidade média virtual de escoamento obtida pela integração do perfil logarítmico de velocidades em um escoamento turbulento	m/s
$U_{vazão}$	velocidade média virtual de escoamento obtida pela relação entre H' e q	m/s
u^*	velocidade de atrito total junto ao leito sob o escoamento	m/s
u^*_s	velocidade de atrito particionada, referente à parcela de resistência de superfície (k_{ss}) ao escoamento	m/s
x	coordenada longitudinal de um domínio (canal)	m
z	altura sobre o leito, relativa a z_l , na seção transversal	m
z_a	altura sobre o leito, relativa a z_l , associada à concentração C_a na seção transversal.	m
z_l	cota altimétrica média do leito em relação a um plano horizontal de referência	m
z_0	altura sobre o leito, relativa a z_l , na qual a velocidade tende a zero em um perfil logarítmico de velocidades em uma seção transversal (altura de rugosidade)	m
z_{0s}	altura de rugosidade particionada	m
α	coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de forma e as dimensões de <i>mini-ripples</i>	-
$\Delta H\ (m)$	desvio absoluto entre as profundidades geradas nas abordagens CTC e CTV	m
$\Delta H\ (\%)$	desvio relativo percentual entre as profundidades geradas nas abordagens CTC e CTV	%
Δt	amplitude/resolução temporal dos degraus de discretização do hidrograma transiente em <i>quasi</i> -transiente	h ou min
γ_H	expoente de crescimento temporal da altura das formas de fundo	-

SÍMBOLO	DESCRIÇÃO	UNIDADE
n	expoente de crescimento temporal do espaçamento entre formas de fundo	-
η	altura representativa de formas de fundo	m
η_e	altura de equilíbrio das formas de fundo	m
η_i	altura inicial das formas de fundo	m
κ	constante de <i>von Kármán</i> $\approx 0,4$	-
λ	espaçamento representativo de formas de fundo	m
λ_e	espaçamento de equilíbrio entre as formas de fundo	m
λ_i	espaçamento inicial entre as formas de fundo	m
θ	parâmetro de <i>Shields</i>	-
θ_c	parâmetro de <i>Shields</i> crítico	-
θ_s	parâmetro de <i>Shields</i> particionado	-
σ_g^2	variância da distribuição granulométrica	-
δ_b	altura/espessura da camada de saltação das partículas	m
ρ	massa específica da água	kg/m ³
ρ_s	massa específica dos sedimentos	kg/m ³
τ_0	tensão média de cisalhamento exercida pelo escoamento em contato com o leito	N/m ²
τ_{0s}	tensão média de cisalhamento exercida pelo escoamento em contato com o leito (particionada)	N/m ²
ν	viscosidade cinemática da água	m ² /s
ω_s	velocidade de sedimentação das partículas	m/s

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	26
1.1	OBJETIVOS	30
1.1.1	Objetivo geral	30
1.1.2	Objetivos específicos.....	30
2	REVISÃO DE LITERATURA.....	31
2.1	EQUAÇÕES DO ESCOAMENTO 1D DA HIDRÁULICA DE CANAIS E REPRESENTAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO	31
2.2	TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	38
2.2.1	Iminência do movimento de sedimentos em leitos arenosos.....	38
2.2.2	Estimativa da descarga sólida	41
2.2.2.1	Estimativa da descarga de fundo.....	42
2.2.2.2	Estimativa da descarga suspensa	43
2.2.2.3	Estimativa da descarga sólida total	46
2.3	MECÂNICA DE DESENVOLVIMENTO DE FORMAS DE FUNDO	46
2.3.1	Classificação de formas de fundo.....	47
2.3.2	Condição de equilíbrio das formas de fundo	53
2.3.3	Desenvolvimento temporal das dimensões das formas de fundo.....	54
2.4	ESTUDOS SEMELHANTES	57
2.4.1	Determinação do coeficiente de rugosidade do leito em função do tipo e das dimensões de equilíbrio de formas de fundo	58
2.4.2	Determinação do coeficiente de rugosidade do leito em função da vazão e das dimensões de formas de fundo em desenvolvimento	60
3	PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....	70
3.1	CLASSIFICAÇÃO E ESTRATÉGIA DA PESQUISA.....	70
3.2	PASSO 1 – BIBLIOMETRIA	70
3.3	PASSO 2 – COMPILAÇÃO DE MODELOS E EQUAÇÕES	73
3.4	PASSO 3 – CRIAÇÃO DO PROCEDIMENTO DE CÁLCULO.....	73
3.5	PASSO 4 – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM SIMULAÇÕES SOB REGIME QUASI-PERMANENTE	78
3.6	PASSO 5 – ADAPTAÇÃO DO PROCEDIMENTO DE CÁLCULO CONSIDERANDO ESCOAMENTO QUASI-TRANSIENTE	84

3.6.1	Procedimento para a conversão e discretização de hidrogramas de cheia de regime transiente para regime <i>quasi</i> -transiente	84
3.6.2	Aferição do procedimento	87
3.7	PASSO 6 – SIMULAÇÕES EXPLORATÓRIAS APLICADAS A ONDAS DE CHEIA.....	94
3.7.1	Simulação de ondas de cheia com desenvolvimento de <i>mini-ripples</i>	94
3.7.2	Simulação de ondas de cheia com desenvolvimento de dunas	100
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	103
4.1	PROCEDIMENTO PARA CÁLCULO DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DO LEITO VARIÁVEL EM FUNÇÃO DO DESENVOLVIMENTO DE FORMAS DE FUNDO – VERSÃO PRELIMINAR	103
4.2	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES EXPLORATÓRIAS	107
4.2.1	Particionamento da equação de estimativa do tempo de equilíbrio de <i>mini-ripples</i>	107
4.2.2	Efeito da substituição de equações e coeficientes do procedimento de cálculo sob a abordagem CTC	110
4.2.3	Efeito da substituição do módulo hidráulico pela equação de <i>Manning</i> na abordagem CTC	115
4.2.4	Efeito do não-particionamento da tensão de cisalhamento média no leito sob a abordagem CTC	115
4.2.5	Sensibilidade relativa dos parâmetros analisados sob a abordagem CTC	116
4.2.6	Efeito da substituição de equações e coeficientes do procedimento de cálculo sob a abordagem CTV	116
4.2.7	Análise das incertezas geradas nos resultados para o Caso de referência simulado sob as abordagens CTC x CTV	120
4.3	PROCEDIMENTO PARA CÁLCULO DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DO LEITO VARIÁVEL EM FUNÇÃO DO DESENVOLVIMENTO DE FORMAS DE FUNDO – VERSÃO FINAL.....	122
4.4	APLICAÇÃO DO PROCEDIMENTO PROPOSTO	124
4.4.1	Desenvolvimento de <i>mini-ripples</i> sob vazão constante	124
4.4.2	Desenvolvimento de <i>mini-ripples</i> sob vazão variável	125
4.4.3	Desenvolvimento de dunas sob vazão variável	131
5	CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES.....	136
	REFERÊNCIAS.....	140

APÊNDICE 1 – ARTIGO DE GRANADIER E RAUEN (2019).....	146
APÊNDICE 2 – ARTIGO DE RAUEN E GRANADIER (2020).....	157

1 INTRODUÇÃO

Desde os primórdios da civilização, as sociedades humanas têm se estabelecido em locais com grande disponibilidade de água, que possibilitem sua subsistência e o desenvolvimento de suas atividades. Entretanto, nas últimas décadas, com o forte avanço da urbanização e o aumento da densidade populacional, a mobilização humana em planícies de inundação se intensificou de maneira desenfreada, na maioria das vezes, sem infraestrutura ou planejamento adequados (PAARLBERG, 2008).

Essa situação condicionou regiões ribeirinhas à vulnerabilidade sob eventos de enchentes, causadas por cheias fluviais que ocorrem periodicamente de acordo com o regime hidrológico natural das bacias hidrográficas. Em todo o mundo, as inundações têm causado impactos socioeconômicos relevantes, estimando-se que entre 1998 e 2017, cerca de 2 bilhões de pessoas tenham sido afetadas, gerando-se 142.088 mortes e perdas econômicas na ordem de US\$ 656 bilhões (EM-DAT, 2018).

Como forma de prevenir e gerenciar os riscos associados às cheias, podem ser tomadas medidas estruturais (por meio de obras hidráulicas diretas), ou não-estruturais (por ações preventivas, como zoneamento urbano planejado e emissão de alertas). Dentre os esforços não-estruturais mais importantes no âmbito de cheias fluviais, destaca-se o mapeamento de áreas alagáveis, sendo este um artifício financeiramente viável e de vital importância como subsídio aos instrumentos de gestão e planejamento dos recursos hídricos que, no Brasil, são contemplados pela Política Nacional de Recursos Hídricos e seus instrumentos (TUCCI, 2007).

No desenvolvimento destes mapas, as ondas de cheia são simuladas por modelos hidrodinâmicos (geralmente baseados nas equações de *Saint-Venant*), objetivando determinar as cotas da superfície livre do rio durante o evento, que, uma vez acopladas às cartas topográficas da região, mapeiam o alcance do alagamento e possibilitam a tomada de decisão. A acurácia na determinação das profundidades do escoamento depende do nível de detalhamento matemático associado aos códigos dos modelos, bem como da qualidade dos seus dados de entrada. Tal modelagem matemática está associada a um modelo conceitual de base física, no qual são definidas questões como a dimensionalidade a ser considerada, as escalas espacial e temporal e os processos e fenômenos físicos considerados relevantes em dado problema. O modelo conceitual contém interpretações e simplificações da realidade,

as quais refletem conhecimentos teóricos sobre o tema, interesses relativos ao enfoque analítico e questões práticas como a possibilidade de resolução de sistemas de equações e acesso a dados diversos (MONTE et al., 2016; KNIGHT et al., 2018).

Dentre os aspectos representados por um modelo conceitual típico no âmbito da hidráulica fluvial, a resistência ao escoamento é um dos parâmetros fundamentais a serem avaliados, pelo seu papel de representar a dissipação de energia mecânica do fluxo. Afetam-se, assim, as características hidráulicas e os dados de saída da simulação, tais como a distribuição de velocidades e o nível de água. Os fenômenos de resistência são gerados por forças que se contrapõem à inércia gravitacional do escoamento, agindo pelo contato entre o fluido e a superfície sobre a qual ele escoar, podendo esta ser rígida (composta por material sólido impermeável, como concreto ou rochas), móvel (composta por materiais granulares erodíveis, como areia ou cascalho) ou flexível (composta pela vegetação ou por organismos bentônicos) (LEOPOLD et al., 1964; MORVAN et al., 2008; POWELL, 2014).

Apesar de sua importância central na modelagem, a resistência ao escoamento é um dos aspectos que mais carrega incertezas em sua determinação física. Até mesmo sua definição pode ser compreendida de modo equivocado por engenheiros práticos da área, caso seja sempre associada apenas à “rugosidade”. Ainda que a parcela de resistência por atrito com o leito possa ser dominante na composição da resistência global ao escoamento, perdas de energia importantes também podem decorrer da turbulência e de efeitos viscosos (KNIGHT et al., 2018). De acordo com Morvan et al. (2008), tal resistência ainda assume diversos significados de acordo com a dimensionalidade dos modelos hidráulicos utilizados, sendo considerada em suas formulações por meio de um “coeficiente de rugosidade”. Exemplos de tal parâmetro são o fator de atrito de *Darcy-Weisbach* (f) e os coeficientes de *Nikuradse* (k_s), *Chézy* (C) e *Manning* (n).

Em modelos unidimensionais (1D) de hidráulica fluvial, tais coeficientes aparecem vinculados às equações de *Saint-Venant*, representando de modo simplificado a perda de energia global ocorrendo na escala do trecho fluvial (considerando efeitos turbulentos, viscosos e de atrito com o leito). Em modelos bidimensionais (2D), os coeficientes também podem aparecer de modo explícito, mas não contabilizam as perdas de carga viscosas e turbulentas de escoamentos secundários (fluxos laterais), que são tratadas por parcelas específicas nas equações de águas rasas, utilizadas para descrever o fluxo. Isso também ocorre em modelos

tridimensionais (3D) e, neste caso, como o nível de refinamento da modelagem é maior, a rugosidade aparece apenas como condição de contorno e não engloba efeitos turbulentos, sendo parametrizada em escala local (e não para todo o trecho, como em modelos 1D), tornando o escoamento menos sensível à sua variação (MORVAN et al., 2008).

Além das incertezas intrínsecas ao significado físico da resistência ao escoamento, também é incerto o processo de definição dos coeficientes de rugosidade utilizados para representá-la nos modelos. Na prática, o coeficiente é comumente determinado por tentativa e erro, promovendo-se uma calibração por convergência entre os níveis de água medidos em campo e os gerados pelo modelo (MORVAN et al., 2008; KNIGHT et al., 2018). Este método gera três problemas principais, já que: (i) parte do sentido físico por trás da determinação da resistência ao escoamento é perdido, ao forçá-la apenas como um fator de convergência (MORVAN et al., 2008); (ii) o coeficiente calibrado pode omitir erros e lacunas existentes nos códigos dos modelos, já que não é obtido de forma direta (PAARLBERG, 2008); (iii) o coeficiente é representativo apenas para a vazão e as condições hidrológicas e morfológicas intrínsecas aos dados de calibração, pois, uma vez determinado, assume valor constante, mesmo que o modelo seja utilizado para simular condições diferentes da calibrada (JULIEN et al., 2002; MORVAN et al., 2008; KNIGHT, 2013; LI; JUN, 2018).

Este último aspecto, em especial, pode influenciar negativamente a capacidade de simulação de condições de cheia fluvial (regime transiente de escoamento, quanto à vazão), quando podem ocorrer alterações morfodinâmicas significativas no leito. Desta forma, acabam não sendo contemplados os efeitos de processos físicos como desenvolvimento e migração das formas de fundo sobre o padrão de resistência ao escoamento, o que pode ser importante fonte de erro nas previsões de modelos computacionais com rugosidade temporalmente constante (e.g. RAUEN et al., 2008; KOCURECK et al., 2010; REESINK et al., 2018). Parâmetros hidrossedimentológicos potencialmente afetados incluem a profundidade, velocidades médias, grau de turbulência, curvas cota-vazão, coeficientes de dispersão, taxas de erosão e deposição, descarga sólida, entre outros, cujas importâncias vêm sendo investigadas nos últimos anos (e.g. JULIEN et al., 2002; RAUEN et al., 2008; PAARLBERG et al., 2010; SCHULZ et al., 2012; WARMINK; SCHIELEN, 2014a; 2014b). Desta forma, observa-se que dificuldades na determinação da resistência ao

escoamento durante a passagem de ondas de cheia limitam a capacidade de modelagem de parâmetros de rugosidade variáveis no tempo e no espaço, em função das condições hidromorfológicas do rio.

Estudos recentes desenvolveram modelos hidráulicos que relacionam vazão e coeficiente de rugosidade como variáveis, por meio de funções matemáticas (e. g. LI; JUN, 2018) e considerando teorias físicas da camada limite desenvolvida em leitos fluviais (e. g. KOPECKI et al., 2017), mas sem consideração explícita de variações morfológicas do leito. Outros estudos consideraram a interação entre parâmetros do escoamento e dimensões de *ripples* ou dunas (altura e espaçamento), utilizando modelos de evolução morfológica (e. g. COLEMAN et al., 2005; PAARLBERG et al., 2009) nos quais o coeficiente de rugosidade do leito depende de tais dimensões (e. g. RAUEN et al., 2008; WARMINK; SCHIELEN, 2014a; 2014b) e com fenômenos de dissipação causados pela separação do escoamento em dunas (e. g. PAARLBERG et al., 2010).

Atualmente, poucos modelos computacionais da hidráulica fluvial incluem, em seus códigos, a representação da rugosidade em função das dimensões de formas de fundo. Exceções são a função *Trachytopes* do modelo Delft3D (DELTA RES, 2014) e um conjunto de equações do modelo HEC-RAS (BRUNNER, 2016). Contudo, mesmo em tais casos são consideradas, apenas, as dimensões de equilíbrio das formas de fundo, o que tende a superestimar o valor do coeficiente de rugosidade em condições de não-equilíbrio – tais como o crescimento a partir de um leito plano ou a variação entre duas configurações de leito serrilhado – quando as dimensões podem ser significativamente diferentes do respectivo valor do equilíbrio. Tais condições, nas quais ocorre o desenvolvimento das formas de fundo, ainda carecem de melhor caracterização para subsidiar o uso prático em modelagem.

Com base nas incertezas associadas à definição da resistência ao escoamento na simulação de fluxos transientes, relacionando-as aos modelos e estudos já desenvolvidos sobre o tema, surgiram questões como:

- a) Qual é a importância relativa da variação temporal do coeficiente de rugosidade do leito na incerteza de previsão de parâmetros hidrossedimentológicos de interesse prático, como o nível de água e a descarga sólida?

- b) Em que condições se faz necessária a consideração de tal variação temporal na modelagem computacional unidimensional da hidráulica fluvial?
- c) Como parametrizar a evolução das formas de fundo e sua componente de resistência de forma na escala do trecho fluvial, de modo a viabilizar a consideração de tal fenômeno na modelagem computacional de hidráulica fluvial?
- d) Como essa parametrização influencia nos parâmetros hidráulicos do escoamento simulado?

Visando responder a estas perguntas, definiram-se os objetivos deste projeto.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Subsidiar melhores entendimento e capacidade de modelagem computacional 1D dos efeitos da variação temporal do coeficiente de rugosidade do leito associada ao desenvolvimento de formas de fundo, para escoamentos turbulentos, subcríticos, com superfície livre em canais hidráulicos largos com leito arenoso.

1.1.2 Objetivos específicos

- a) Determinar as condições nas quais se faz necessário considerar a variação temporal do coeficiente de rugosidade do leito associada ao desenvolvimento de formas de fundo, frente à abordagem com coeficiente de rugosidade temporalmente constante;
- b) Propor um procedimento aplicado em planilha eletrônica para operacionalizar o cálculo do coeficiente de rugosidade do leito variável temporalmente, para uso concomitante à modelagem computacional 1D de hidráulica fluvial.

2 REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo é apresentado o referencial teórico da pesquisa, o qual é composto por conceitos e equações de hidráulica de canais com detalhamento de questões relativas à resistência ao escoamento (Subseção 2.1), ao transporte de sedimentos (Subseção 2.2) e à mecânica de desenvolvimento de formas de fundo (Subseção 2.3). Por fim, na Subseção 2.4, é promovida uma análise de estudos semelhantes encontrados na literatura.

2.1 EQUAÇÕES DO ESCOAMENTO 1D DA HIDRÁULICA DE CANAIS E REPRESENTAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO

A simulação matemática de escoamentos é promovida, de maneira direta, pela aplicação das equações de *Navier-Stokes*, que refletem os princípios físicos da conservação de massa e de quantidade de movimento, aplicados à hidrodinâmica no espaço tridimensional e em função do tempo. Tais equações não podem ser resolvidas analiticamente, senão para casos limitados, e alguns de seus parâmetros podem ser simplificados pelo princípio de média-temporal, constituindo as equações de Reynolds (RANS – *Reynolds-Averaged-Navier-Stokes*) (JEPPSON, 2010; OERTER, 2015).

Observações de base física permitem simplificar o equacionamento mais geral da formulação RANS 3D para uso em simulações unidimensionais, por serem comumente relevantes ao estudo da hidráulica de canais. Para tanto, assume-se a distribuição vertical de pressões como hidrostática e considera-se a velocidade de escoamento variável na direção longitudinal como sendo igual ao seu valor médio em cada seção transversal. Com isso, as equações RANS 3D se simplificam às equações 1D de Saint-Venant (equação de águas rasas 1D), apresentadas pelas Equações (1) e (2) – conservação de massa e conservação da quantidade de movimento, respectivamente. A obtenção destas equações foi promovida de maneira direta em consulta a Brunner (2016), no entanto, maiores informações sobre a dedução das equações de *Saint-Venant*, a partir das equações gerais de *Navier-Stokes*, podem ser encontradas na literatura relacionada, como em Rowinski e Radecki-Pawlik (2015).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_i = 0 \quad (1)$$

onde A é a área da seção transversal ao escoamento (m^2), Q é a vazão líquida de escoamento (m^3/s), q_i é a vazão líquida de contribuições laterais por unidade de comprimento do canal ($m^3/s.m$), t é o tempo (s) e x é a coordenada longitudinal ao longo do canal (m).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q U}{\partial x} + g A \left(\frac{\partial z_l}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (2)$$

onde U é a velocidade média do fluxo (m/s), g é a aceleração devido à gravidade (m/s^2), z_l é a cota altimétrica média do leito do canal em relação a um plano horizontal de referência (m), S_f é a declividade da linha de energia ao longo do canal (m/m).

Tais equações possuem grande aplicabilidade prática, sendo incorporadas a inúmeros softwares de modelagem computacional (como o HEC-RAS), por sua boa acurácia na representação de escoamentos com superfície livre. O termo S_f na Equação (2) representa a dissipação de energia (resistência ao escoamento) do fluxo, que, no caso de escoamentos fluviais 1D, pode ser vinculada a coeficientes que representam elementos dissipadores de maneira global, geralmente denominados “coeficientes de rugosidade”. Um exemplo de tal relação é apresentado pela Equação (3), onde os coeficientes utilizados são os de *Manning* (n) ou *Chézy* (C), que possuem grande aplicação prática na engenharia e, geralmente, são obtidos de forma tabelada (com base em dados empíricos) ou por calibração direta entre dados simulados e dados medidos em campo (MORVAN et al., 2008; BRUNNER, 2016).

$$S_f = \frac{U^2 n^2}{R_H^{\frac{4}{3}}} \quad (3)$$

$$S_f = \frac{U^2}{C^2 R_H}$$

onde n é o coeficiente de *Manning*, C é o coeficiente de *Chézy* e R_H é o raio hidráulico da seção transversal ao escoamento (m), que tende à profundidade (H) no caso de canais largos (com largura $B > 40H$).

Os coeficientes de rugosidade em modelos 1D influenciam fortemente na determinação de parâmetros hidráulicos do escoamento, como na distribuição de velocidades e de profundidades. Uma forma de visualizar-se claramente a relação direta entre tais parâmetros é aplicando-se às Equações (1), (2) e (3) as condições de escoamento permanente e regime uniforme, gerando-se as equações de *Manning* e *Chézy* (4).

$$U = \frac{1}{n} R_H^{\frac{2}{3}} S_0^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

$$U = C R_H^{\frac{1}{2}} S_0^{\frac{1}{2}}$$

onde S_0 é a declividade do leito do canal, sendo $\partial z/\partial x = \text{constante}$ na Equação (2).

Além de n e C , existem outros coeficientes, como a rugosidade relativa de *Nikuradse* (k_s), a altura de rugosidade (z_0) e o fator de atrito de *Darcy-Weisbach* (f), que são capazes de representar a resistência total ao escoamento em modelos 1D. Existem relações intercambiáveis entre todos eles, estabelecidas física e empiricamente, conforme apresentam as Equações (5), (6), (7) e (8), encontradas em publicações como Van Rijn (1993), Soulsby (1997) e Knight et al. (2018). Essas equações são aplicáveis a escoamentos de superfície livre e canais largos.

$$C = \frac{H^{\frac{1}{6}}}{n} \quad (5)$$

$$n = \frac{k_s^{\frac{1}{6}}}{26} \quad (6)$$

onde k_s é o coeficiente de rugosidade equivalente de *Nikuradse*.

$$C = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad (7)$$

onde f é o fator de atrito de *Darcy-Weisbach*.

$$z_0 = \frac{k_s}{30} + \frac{v}{9u_*} \quad (8)$$

onde z_0 é a altura sobre o leito, relativa a z_l , na qual a velocidade tende a zero num perfil logarítmico de velocidades em uma seção transversal, denominada neste estudo como altura de rugosidade (m), ν é a viscosidade cinemática do fluido (água, sendo $\nu \approx 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) e u^* é a velocidade de atrito global junto ao leito sob o escoamento (m/s), extraída da tensão média de cisalhamento exercida no leito conforme a Equação (9).

$$\tau_0 = \rho g H S_0 = \rho u_*^2 \quad (9)$$

onde τ_0 é a tensão média de cisalhamento exercida pelo escoamento no leito, considerando-se canal largo (N/m^2) e ρ é a massa específica do fluido (água, sendo $\rho \approx 1000 \text{ kg/m}^3$).

Em leitos móveis arenosos, Einstein e Banks (1950) definem a resistência ao escoamento, em termos do coeficiente k_s , como sendo formada por duas componentes principais, sendo estas a resistência de superfície (k_{ss}) e a resistência de forma (k_{sf}), como mostrado na Equação (10). A resistência de superfície representa o arrasto gerado pelo atrito do escoamento com o leito e as margens do canal, dependendo da textura e da uniformidade destas fronteiras sólidas, sendo a principal responsável pela mobilização e transporte dos sedimentos que compõem o leito. Já a resistência de forma representa o arrasto gerado por irregularidades e ondulações na interface água-sedimento, criando separação local do escoamento, o que tende a aumentar a dissipação turbulenta de energia. Tal componente pode ser gerada, por exemplo, pelas formas de fundo, que terão sua mecânica de desenvolvimento apresentada na Subseção 2.3 (VAN RIJN, 1993; SOULSBY, 1997; KNIGHT et al. 2018).

$$k_s = k_{ss} + k_{sf} \quad (10)$$

onde k_{ss} é a parcela do coeficiente de *Nikuradse* relacionada à resistência de superfície e k_{sf} é a parcela relacionada à resistência de forma.

Alguns pesquisadores deduziram fórmulas empíricas para relacionar as parcelas da Equação (10) a parâmetros hidráulicos do escoamento e às características do leito. Soulsby (1997) relaciona a resistência de superfície ao quinto decil da distribuição granulométrica (d_{50}), conforme a Equação (11), e Van Rijn (1993)

relaciona ao nono decil (d_{90}), pela Equação (12). Salienta-se que a Equação (12) é mais comumente utilizada, já que grãos maiores presentes no leito acabam tendo efeito predominante na perda de energia por atrito de um escoamento.

$$k_{ss} = 2,5 d_{50} \quad (11)$$

onde d_{50} é o diâmetro característico ao quinto decil da distribuição granulométrica do leito (m).

$$k_{ss} = 3 d_{90} \quad (12)$$

onde d_{90} é o diâmetro característico ao nono decil da distribuição granulométrica do leito (m).

Soulsby (1997) também relaciona a resistência de forma à geometria das formas de fundo – altura (η) e espaçamento (λ), definidos na Subseção 2.3 – por meio de um coeficiente de proporcionalidade, conforme a Equação (13) (válida para *mini-ripples*). Para dunas, k_{sf} pode ser determinada pela Equação (14) (VAN RIJN, 1984).

$$k_{sf} = \alpha \frac{\eta^2}{\lambda} \quad (13)$$

onde η é a altura representativa das formas de fundo (m), λ é o espaçamento representativo entre formas de fundo (m), e α é um coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de forma e as dimensões de *mini-ripples*, definido empiricamente como igual a 30 por Soulsby (1997), igual a 20 por Van Rijn (1993) e igual a 21,7 por Raudkivi (1997).

$$k_{sf} = 1,1 \left[1 - e^{-\frac{25\eta}{\lambda}} \right] \quad (14)$$

Em fluxos turbulentos, o perfil de velocidades do escoamento próximo ao leito de um canal é comumente descrito por uma função logarítmica, como dado pela Equação (15) (VAN RIJN, 1993). Para tanto, o valor de z_0 pode ser determinado com base na Equação (8), ou pela Equação (16) apresentada por Soulsby (1997), que são válidas para escoamentos turbulentos lisos, de transição ou rugosos. Por sua vez, u^* pode ser estimado com base no coeficiente de Chézy utilizando-se a Equação (17)

(SOULSBY, 1997), o qual se relaciona a outros parâmetros do escoamento conforme mostra a Equação (18) (VAN RIJN, 1993).

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (15)$$

onde z é a cota altimétrica que representa a distância vertical acima da cota média do leito (z_l), na seção transversal considerada (m), u é a velocidade do escoamento na cota z (m/s) e κ é a constante de *von Kármán* $\approx 0,4$.

$$z_0 = \frac{k_s}{30} \left[1 - e^{-\frac{u_* k_s}{27 \nu}} \right] + \frac{\nu}{9 u_*} \quad (16)$$

$$u_* = \frac{\sqrt{g} U}{C} \quad (17)$$

$$C = \frac{\sqrt{g}}{\kappa} \left[\frac{z_0}{H} - 1 + \ln\left(\frac{H}{z_0}\right) \right] \quad (18)$$

As componentes da resistência ao escoamento causada pela interface com o leito sedimentar são associadas às componentes correspondentes da tensão de cisalhamento e da velocidade de atrito no leito. Então, enquanto as grandezas totais governam processos na coluna de água – como o nível de água, a intensidade de turbulência e a difusão vertical de quantidade de movimento e de sedimentos – somente as respectivas componentes de resistência superficial interferem na mobilização de grãos do leito, na taxa de transporte por carga de fundo e na concentração suspensa de referência, conforme será apresentado pela Subseção 2.2. Matematicamente, tal distinção é refletida por um particionamento da tensão cisalhante total (τ_0) e da velocidade de atrito total (u_*), nas respectivas componentes associadas à resistência de superfície (k_{ss}) e resistência de forma (k_{sf}), para uso adequado na modelagem hidrossedimentológica (VAN RIJN, 1984; SOULSBY, 1997).

As Equações (8), (17) e (18) podem ser utilizadas para calcular as componentes associadas à resistência de superfície em escoamentos com ocorrência de formas de fundo, fazendo-se $u^* = u_{*s}$, $k_s = k_{ss}$, $z_0 = z_{0s}$, $C = C_s$, sendo o sufixo s relativo à condição particionada das variáveis. Neste caso, os valores médios na

seção transversal de outras grandezas, como U e H , devem ser aqueles que ocorreriam no escoamento se o arrasto de forma (k_{sf}) fosse nulo.

Uma forma de realizar-se a partição de u^* – transformando-o em u_{*s} – é por meio da relação deste parâmetro com a tensão de cisalhamento sobre o leito, que resulta na Equação (19) (ENGELUND E HANSEN, 1967).

$$u_{*s} = \sqrt{g H' S_0} \quad (19)$$

onde u_{*s} é a velocidade de atrito referente à resistência de superfície (m/s) e H' é a profundidade virtual que ocorreria no escoamento se a resistência de forma fosse nula, estimada por meio da Equação (20) (m) (ENGELUND E HANSEN, 1967).

$$U_{Vazão} - U_{perfil\ log} = 0 \quad (20)$$

onde $U_{Vazão}$ é a velocidade média do escoamento, obtida diretamente pela vazão específica (m/s) e $U_{perfil\ log}$ é a velocidade média do escoamento, obtida pela integração do perfil logarítmico da Equação (15) (m/s). Tais componentes são calculadas conforme a Equação (21).

$$\frac{q}{H'} - \frac{u_{*s}}{\kappa} \ln \left(\frac{12 H'}{2,5 d_{50}} \right) = 0 \quad (21)$$

onde a determinação de H' deve ser feita iterativamente à de u_{*s} [Equação (19)].

Van Rijn (1993) apresenta outro método para o particionamento de u^* , conforme mostrado na Equação (22) para escoamento turbulento rugoso, que não requer procedimento iterativo de solução. Tal fórmula é obtida pela integração simplificada da Equação (15), considerando $k_s = k_{ss} = 3 d_{90}$ na Equação de z_0 (8), que tem sua segunda parcela zerada por considerar-se apenas escoamento turbulento rugoso.

$$u_{*s} = \frac{U \sqrt{g}}{18 \log \left(\frac{4 H}{d_{90}} \right)} \quad (22)$$

2.2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS¹

Esta seção apresentará os conceitos e formulações envolvidas na estimativa do transporte de sedimentos e das descargas sólidas em canais aluviais de leito arenoso. A Subseção 2.2.1. apresenta conceitos sobre a iminência do movimento dos sedimentos e a Subseção 2.2.2 apresenta equações para a estimativa das descargas sólidas de fundo e suspensa, que compõem a descarga sólida total.

2.2.1 Iminência do movimento de sedimentos em leitos arenosos

De acordo com Southard (2006) e Soulsby (1997), o início do movimento dos sedimentos que compõem um leito aluvial arenoso é expresso em termos das tensões de cisalhamento geradas pelo escoamento sobre o leito (τ_0). Matematicamente, a estimativa de tal condição de eminência é associada ao parâmetro de *Shields* (θ) – dado pela Equação (23) – associada a um valor crítico (θ_c) característico, relacionado à granulometria das partículas sólidas. Valores de $\theta > \theta_c$ indicam o início do transporte de sedimentos por descarga de fundo – posteriormente discutida pela Subseção 2.2.2 neste documento. Assim, o parâmetro de *Shields* representa uma relação entre as forças hidrodinâmicas do escoamento (em seu numerador) e as forças de resistência ao movimento de partículas submersas por unidade de área (em seu denominador), geradas pela ação de seus pesos (SOUZA, 2010).

$$\theta = \frac{\tau_0}{\rho g (S_s - 1) d_{50}} = \frac{u_*^2}{g (S_s - 1) d_{50}} \quad (23)$$

onde θ é o parâmetro adimensional de *Shields*, S_s é a densidade relativa do sedimento, igual a ρ_s/ρ – sendo ρ_s a massa específica dos sedimentos do leito (kg/m^3), tida na literatura, geralmente, como igual a 2650 kg/m^3 para o caso de material silicoso (SOULSBY, 1997).

Shields (1936) relacionou o termo em questão ao número de Reynolds da partícula (Re^*), apresentado pela Equação (24), adimensional este que representa a

¹ O conteúdo desta subseção reproduz parcialmente material de Granadier (2017).

razão entre as forças inerciais e viscosas do escoamento, atuantes no grão sedimentar.

$$Re_* = \frac{u_* d_{50}}{\nu} \quad (24)$$

onde Re_* é o número adimensional de Reynolds da partícula.

Investigando a condição crítica de mobilidade dos sedimentos (θ_c), Shields (1936) determinou empiricamente a relação entre Re_* e θ_c em um canal experimental, controlando parâmetros como vazão, declividade, profundidade e granulometria do leito (BERNARDINO, 2005). Posteriormente, Van Rijn (1984) gerou relações funcionais entre θ_c e o tamanho adimensional de grão das partículas [d_* , calculado conforme a Equação (25)], definidas na forma de uma função descontínua e reproduzindo com acurácia o estudo de Shields (1936), apesar de modificarem-se os adimensionais agora relacionados, sendo $\theta = f(d_*)$, como explicitado pela FIGURA 1 e pela Equação (26). Com o objetivo de gerar uma fórmula contínua que descrevesse a curva da FIGURA 1, Soulsby e Whitehouse (1997) definiram a Equação (27), que apresenta pequenos erros de calibração intrínsecos ao ajuste matemático da função em relação aos dados experimentais.

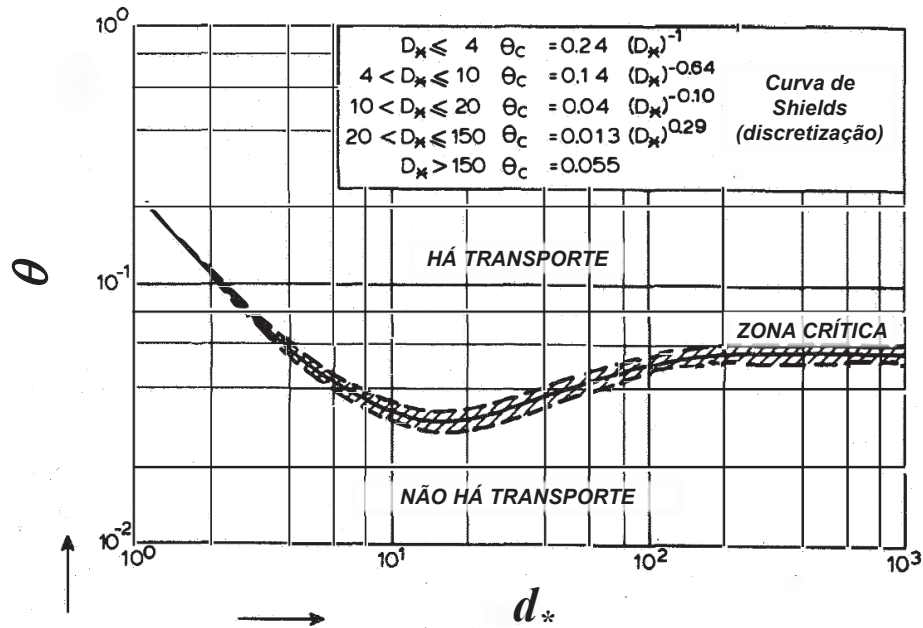
$$d_* = d_{50} \left[\frac{g (S_s - 1)}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (25)$$

onde d_* é o parâmetro adimensional do tamanho do sedimento.

$$\begin{aligned} \theta_c &= 0,24 d_*^{-1} & \text{para } d_* \leq 4 \\ \theta_c &= 0,14 d_*^{-0,64} & \text{para } 4 < d_* \leq 10 \\ \theta_c &= 0,04 d_*^{-0,10} & \text{para } 10 < d_* \leq 20 \\ \theta_c &= 0,013 d_*^{0,29} & \text{para } 20 < d_* \leq 150 \\ \theta_c &= 0,055 & \text{para } d_* > 150 \end{aligned} \quad (26)$$

onde θ_c é o parâmetro adimensional crítico de Shields.

FIGURA 1 – DIAGRAMA DE SHIELDS MODIFICADO POR VAN RIJN (1984)



FONTE: Adaptado de Van Rijn (1984).

$$\theta_c = \frac{0,30}{1 + 1,2 (d_*)} + 0,055 [1 - e^{(-0,02 d_*)}] \quad (27)$$

Assim, para determinar se há movimento de sedimentos de forma prática na modelagem hidrossedimentológica, utiliza-se o parâmetro verificador T , calculado pela Equação (28) (SOULSBY, 1997). Quando $T > 0$, as forças do escoamento possuem capacidade de movimentar os sedimentos do leito.

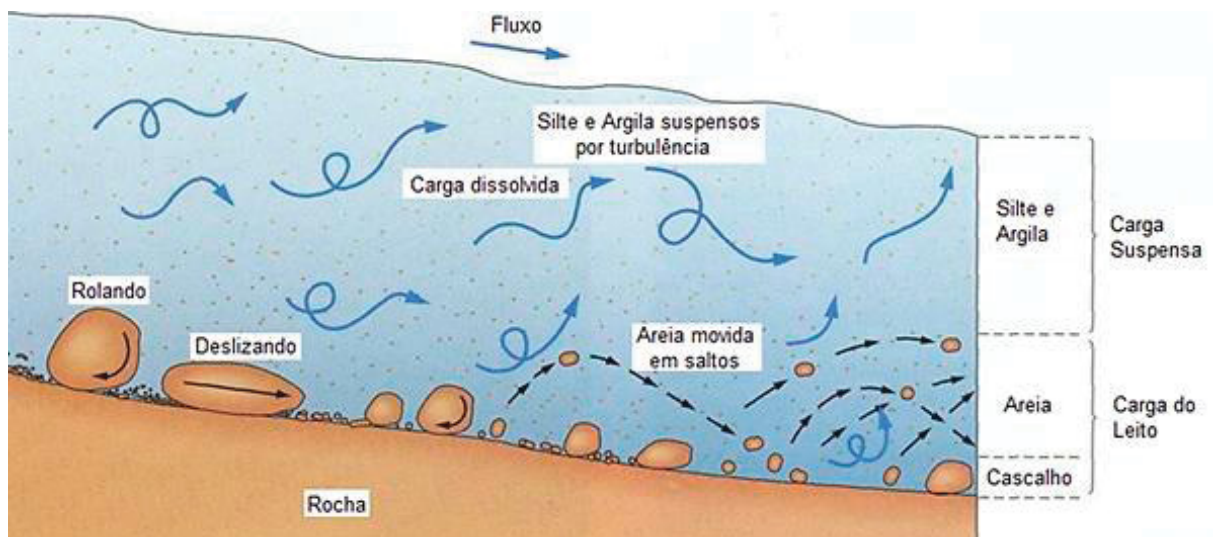
$$T = \left(\frac{u_*}{u_{*c}} \right)^2 - 1 = \frac{\theta}{\theta_c} - 1 \quad (28)$$

onde u_{*c} é a velocidade de atrito crítica, extraída de θ_c ao inserirem-se as Equações (26) ou (27) na Equação (23) e T é o parâmetro de mobilidade dos sedimentos, usado na verificação da ocorrência de movimento dos sedimentos em um leito aluvial. A razão de Shields θ/θ_c é baseada na resistência total ao escoamento sobre **leito plano**. Já presença de formas de fundo, é necessário particionar o parâmetro de mobilidade (T_s) na forma θ_s/θ_c , sendo θ_s calculado com u_{*s} no lugar de u_* , na Equação (23). Conforme Van Rijn (1984), o uso correto de tal parâmetro refere-se sempre a essa condição particionada – considerando-se apenas os efeitos da resistência de superfície (e não os da resistência de forma) na análise da mobilidade do leito. Maiores explicações serão apresentadas na Subseção 2.2.2.1.

2.2.2 Estimativa da descarga sólida

Segundo Soulsby (1997), o transporte de sedimentos pode ocorrer de duas maneiras gerais: por descarga sólida de fundo (q_b) e por descarga sólida em suspensão (q_s), formando juntas (quando ocorrem) a descarga sólida total (q_t). A descarga sólida de fundo pode ocorrer por arraste, rolamento ou saltação das partículas. Já a descarga sólida em suspensão é composta por materiais de granulometria fina que, graças às suas dimensões, possuem a capacidade de conservarem-se suspensas pela ação do fluxo turbulento do escoamento (VESTENA, 2008). As formas de transporte dos sedimentos são ilustradas pela FIGURA 2.

FIGURA 2 – TIPOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EM AMBIENTES FLUVIAIS



Fonte: Adaptado de SANTO (2002)

Em condições naturais, não existe uma camada divisora entre as descargas q_s e q_b . Entretanto, em representações matemáticas, esta camada é admitida, permitindo tratar-se os fenômenos que ocorrem ao seu redor de modo distinto. Assume-se que, em condições onde a velocidade de atrito (u^*) supere um valor crítico (u^*_c) para o movimento incipiente dos sedimentos do leito, o transporte se dará inicialmente por rolamento, arraste ou ambos, estando as partículas em contato contínuo com o leito e incorporando q_b . Então, conforme u^* aumenta, o escoamento no leito sofre maior perturbação pela ação de forças viscosas e o transporte passa a se dar por saltação das partículas, ainda incorporando q_b . No caso de u^* aumentar a

ponto de sua influência exceder o valor da velocidade de sedimentação dos grãos (w_s), as forças turbulentas do escoamento agem de forma a suspender o sedimento, até uma cota onde estas forças se equiparem ao peso submerso do grão, fazendo com que esta carga caracterize q_s (VAN RIJN, 1993).

Nem sempre ocorre descarga sólida em seções transversais, situação quando $T \leq 0$, na qual o escoamento não possui capacidade de transporte suficiente para erodir as partículas que compõem o leito, gerando o transporte de sedimentos (Van Rijn, 1993).

2.2.2.1 Estimativa da descarga de fundo

Em seus estudos, Van Rijn (1993) definiu teoricamente os processos físicos que compõem a descarga de fundo por unidade de largura em uma seção transversal em unidades volumétricas (q_{bv} , em $m^3/s.m$ ou m^2/s). Inicialmente, o autor projetou uma região teórica para a ocorrência de q_b , com espessura definida por uma altura máxima de saltação das partículas (δ_b , grosseiramente em escala igual a $10d_{50}$), de modo que o movimento destas não incorpore q_s e esteja sob efeito majoritário de forças gravitacionais (desconsiderando-se a influência de efeitos turbulentos). Assim, a taxa de transporte por descarga de fundo foi diretamente relacionada à espessura de tal camada, sendo também função da concentração média de partículas em seu interior (C_b), bem como da velocidade média de movimento dos grãos (U_b), conforme a Equação (29).

$$q_{bv} = U_b \delta_b C_b \quad (29)$$

onde q_{bv} é a descarga sólida de fundo por unidade de largura do escoamento, em base volumétrica ($m^3/s.m$ ou m^2/s), U_b é a velocidade média da partícula (m/s), δ_b é a espessura da camada de saltação das partículas (m) e C_b é a concentração média volumétrica de sedimentos na camada de saltação (vol/vol).

A partir desta formulação básica, Van Rijn (1993) utilizou-se de dados experimentais prévios para relacionar matematicamente as variáveis da Equação (29), buscando extrair uma fórmula empírica para a descrição de q_b . Para tanto, o autor aplicou dados, obtidos sob diferentes condições de escoamento e distribuições granulométricas, a um canal teórico com leito plano, estimando as grandezas do

problema com enfoque apenas no movimento dos sedimentos – desconsiderando-se grandezas hidrodinâmicas globais. Em termos gerais, o problema foi investigado considerando-se apenas a ação de tensões de cisalhamento particionadas, que correspondem à parcela de resistência de superfície (k_{ss}) ao escoamento, desconsiderando-se a componente de resistência de forma (k_{sf}), visto que as condições de contorno iniciais buscaram isolar o movimento das partículas que compõem q_b da ação de forças turbulentas. Assim, no interior da camada de saltação, as partículas recebem quantidade de movimento do escoamento pela ação da pressão hidrostática e de forças de arrasto viscosas.

De acordo com tais considerações, Van Rijn (1993) então determinou a descarga de fundo específica por meio da Equação (30), representada em tanto em base volumétrica (q_{bv} , m³/s.m) quanto em base mássica (q_b , kg/s.m), sendo válida essencialmente para leitos com granulometria característica (d_{50}) entre 0,2 e 2 mm – na faixa de areia fina a muito grossa, segundo a classificação granulométrica de Wentworth, adotada pelo presente estudo. Após realizar diversos experimentos para avaliar a eficácia da equação, analisando a razão entre os valores medidos e calculados, Van Rijn (1993) obteve 77% dos resultados com desvios pequenos entre 0,5% a 2,0% em relação aos valores experimentais, indicando boa acurácia dos resultados.

$$q_{bv} = 0,053 \frac{T^{2,1}}{d_*^{0,3}} [(S_s - 1) g]^{0,5} d_{50}^{1,5} \quad \rightarrow \text{em base volumétrica}$$

$$q_b = \rho_s \left(0,053 \frac{T^{2,1}}{d_*^{0,3}} [(S_s - 1) g]^{0,5} d_{50}^{1,5} \right) \quad \rightarrow \text{em base mássica} \quad (30)$$

onde q_b é a descarga de fundo específica por unidade de largura do escoamento (kg/s.m). Caso ocorram formas de fundo no leito, deve-se utilizar T_s em vez de T na Equação (30).

2.2.2.2 Estimativa da descarga suspensa

A descarga sólida em suspensão ocorre quando o efeito das forças turbulentas do escoamento supera a tendência à sedimentação das partículas devido ao peso próprio. Para verificar a ocorrência de q_s em uma seção transversal, utiliza-se o Número de Rouse (b), conforme a Equação (31), que consiste em um adimensional

representando a predominância de forças de deposição em relação às de suspensão (SOULSBY, 1997). Considerando a constante de *von Kármán* como sendo $\kappa = 0,4$, valor usual adotado por Soulsby (1997) e Van Rijn (1993), nota-se que a ocorrência de q_s é verificada quando $b \leq 2,5$, indicando condição onde $u^* > \omega_s$. Desta forma, quanto menor for o valor de b , maior será a importância relativa da descarga suspensa na composição da descarga sólida total.

$$b = \frac{\omega_s}{\kappa u_*} = \frac{2,5 \omega_s}{u_*} \quad \begin{array}{l} \text{para } b > 2,5 \rightarrow \text{não ocorre descarga suspensa} \\ \text{para } b \leq 2,5 \rightarrow \text{ocorre descarga suspensa} \end{array} \quad (31)$$

onde b é o Número de *Rouse*, κ é a constante de *von Kármán* = 0,4 e ω_s é a velocidade de sedimentação dos grãos (m/s).

Para estimar ω_s , Soulsby (1997) propôs uma equação empírica e amplamente aceita, relacionando a viscosidade da água com características de partículas não-coesivas, de origem natural e com grãos irregulares, conforme a Equação (32). O estudo ainda compara tal equação com formulações tradicionais precedentes, demonstrando resultados com maior acurácia dentre estas, devido a outros autores apresentarem fórmulas mais complexas/iterativas ou considerarem o grão do sedimento como sendo perfeitamente esférico.

$$\omega_s = \frac{v}{d_{50}} \left(\sqrt{10,36^2 + 1,049 d_*^3} - 10,36 \right) \quad (32)$$

Assim, caso a ocorrência de q_s seja verificada pela Equação (31), esta pode ser estimada analisando-se a concentração sólida suspensa ao longo de um perfil vertical em uma seção transversal do escoamento. Neste estudo, a descrição matemática deste fenômeno será representada pelo Perfil de *Rouse*, formulação que considera, majoritariamente, a ação de um contrabalanceamento promovido pelas forças gravitacionais de deposição em relação às forças turbulentas de suspensão. Inicialmente, determinando-se uma concentração suspensa de referência (C_a , em base volumétrica – vol/vol), estimada em uma altura de referência (Z_a , em metros) situada acima e próxima ao leito (sendo relativa à z), é possível calcular a concentração suspensa [$C(z)$, em vol/vol] em uma altura z sobre o leito utilizando-se a Equação (33) (CHRISTODOULOU; STAMOU, 2010; SOULSBY, 1997).

$$C(z) = C_a \left(\frac{z}{Z_a} \frac{H - Z_a}{H - z} \right)^{-b} \quad \text{onde:} \quad (33)$$

$$Z_a = \text{MÁX}\{0,01 H ; k_s\} \quad e \quad C_a = \frac{0,015 d_{50} T^{1,5}}{Z_a d_*^{0,3}}$$

Assim, obtendo-se uma distribuição vertical de $C(z)$ ao longo da seção, é possível calcular a concentração suspensa média ($C_{\text{méd}}$, em vol/vol) na seção transversal por meio de integração, conforme a Equação (34).

$$C_{\text{méd}} = \frac{1}{(H - Z_a)} \int_{Z_a}^H C(z) dz \quad (34)$$

onde $C_{\text{méd}}$ é a concentração média de sedimentos suspensos na seção transversal (vol/vol).

Observando-se as relações de proporcionalidade entre as Equações (31), (32), (33) e (34), nota-se que, quanto menor for o valor de b , maior será $C_{\text{méd}}$, fato que tende a ocorrer quando existem sedimentos finos e correntes fortes. Já para sedimentos mais grosseiros e correntes mais brandas, o valor de b aumenta, gerando menor descarga suspensa média (SOULSBY, 1997).

Finalmente, nota-se ainda a necessidade de transformação da base de unidades de $C_{\text{méd}}$, visto que tal variável é obtida na mesma unidade de $C(z)$, em um adimensional volumétrico (vol/vol). Segundo Bernardino (2005), é comum que equações de descarga sólida se apresentem com estas unidades e, para converter o valor de concentração para unidades de massa (importante para usos práticos), multiplica-se $C_{\text{méd}}$ por ρ_s . Por fim, para obter-se o valor da descarga sólida em suspensão (q_s) por unidade de largura do canal, multiplica-se a descarga sólida em unidades de massa pela vazão específica no trecho (q), conforme a Equação (35).

$$q_s = (C_{\text{méd}} \rho_s) q \quad (35)$$

onde q_s é a descarga sólida suspensa por unidade de largura do escoamento (kg/s.m) e q é a vazão líquida por unidade de largura do escoamento (m³/s.m).

A presente forma de cálculo de q_s , por envolver valores médios de concentração suspensa e velocidade do escoamento, se baseia na premissa de perfis

verticais aproximadamente uniformes dessas grandezas. Estimativas mais precisas, em casos de forte não-uniformidade de um ou ambos os perfis, requerem a integração do perfil vertical de q_s , sendo a Equação (35) aplicada a cada camada, de espessura dz , do escoamento.

2.2.2.3 Estimativa da descarga sólida total

A descarga sólida total (q_t) é composta pelas descargas suspensa e de fundo, quando estas ocorrem. É necessário calcular o parâmetro T (ou T_s , caso haja a presença de formas de fundo) para definir se há movimento do leito, bem como se há q_b , conforme a Equação (28). Também necessita-se calcular b , conforme a Equação (31), para definir se q_s é considerável. Logo, as fórmulas de q_t , para cada situação, são apresentadas pela Equação (36).

$$q_t = q_b + q_s \text{ onde } \begin{cases} \text{Se } T \leq 0 & \rightarrow q_b = q_s = 0 \\ \text{Se } T > 0 \text{ e } b \leq 2,5 & \rightarrow q_b > 0 \text{ e } q_s > 0 \\ \text{Se } T > 0 \text{ e } b > 2,5 & \rightarrow q_b > 0 \text{ e } q_s = 0 \end{cases} \quad (36)$$

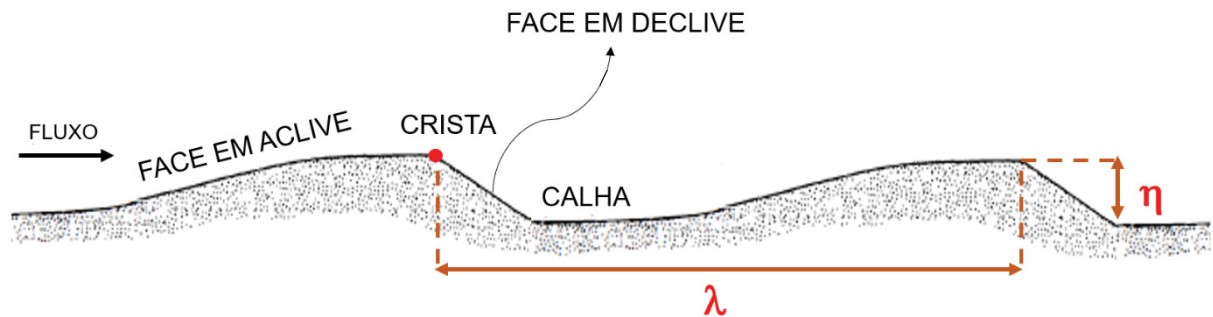
2.3 MECÂNICA DE DESENVOLVIMENTO DE FORMAS DE FUNDO

Segundo Venditti (2013), formas de fundo consistem em ondulações/deformações morfológicas geradas na interface leito-escoamento, sendo onipresentes em canais fluviais com leito móvel, composto por material aluvial e sob transporte de sedimentos. Elas surgem e se desenvolvem quando a tensão de cisalhamento imposta pelo escoamento ao leito supera a condição crítica para a mobilidade dos sedimentos ($\theta_s > \theta_c$) (RAUDKIVI, 1997). Tais perturbações apresentam diferentes escalas e geometrias, que variam desde milímetros até metros, cujas características dependem primariamente do regime e da magnitude do escoamento, bem como da distribuição granulométrica do leito (VAN RIJN, 1993).

Apesar das formas de fundo geralmente se apresentarem em padrões regulares, suas dimensões, definidas como altura (η) e espaçamento (λ), como ilustrado pela FIGURA 3, são determinadas a partir de medições em termos estatísticos e relacionadas ao valor médio aritmético ou ao valor modal de sua distribuição. Além disso, a composição geométrica bidimensional das formas de fundo é formada por: por faces em auge e declive, separadas por uma crista, sendo a região

que conecta a face em declive de um elemento à face em aclive do seguinte denominada calha, conforme a FIGURA 3 (RAUDKIVI 1997).

FIGURA 3 – REPRESENTAÇÃO DA GEOMETRIA DE FORMAS DE FUNDO EM REGIME DE BAIXO TRANSPORTE EM UM LEITO FLUVIAL



FONTE: Adaptado de SOULSBY (1997).

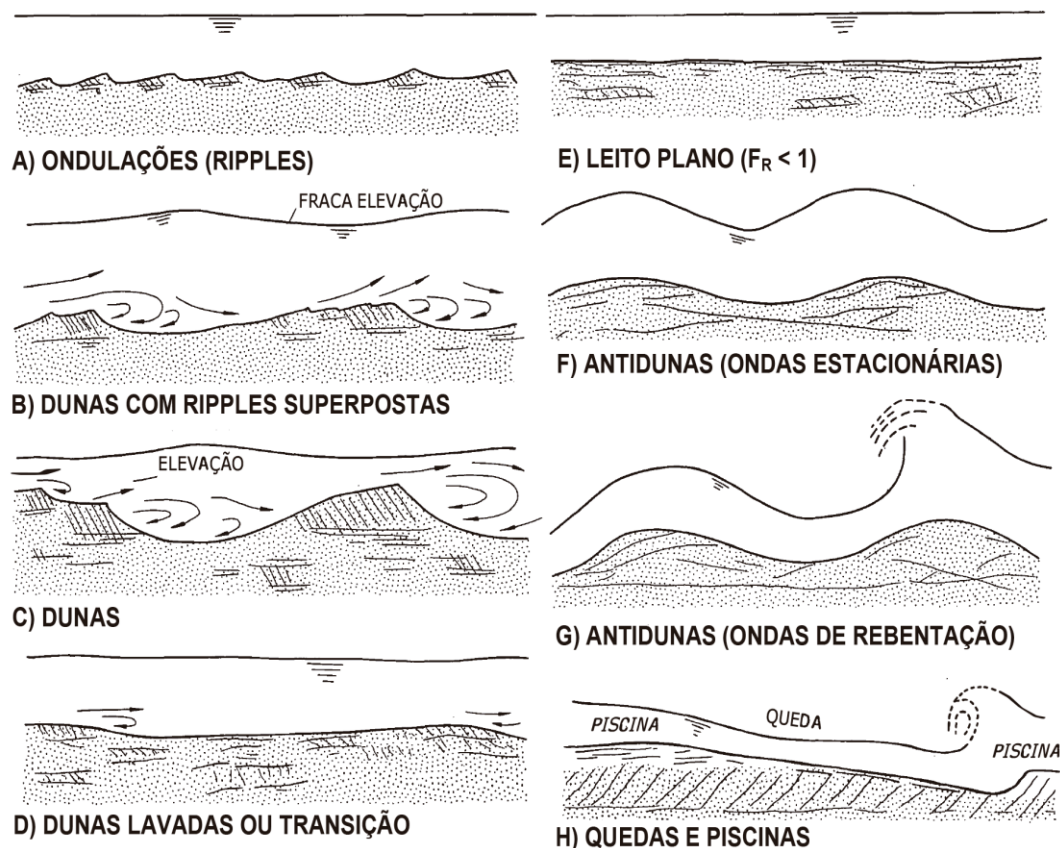
Atualmente, a literatura que descreve o comportamento das formas de fundo apresenta certa ambiguidade e fragmentação, não havendo um método único e universalmente estabelecido que descreva o processo de evolução morfológica em leitos fluviais. Além disso, tipos diferentes de formas de fundo podem ser observados na natureza, notando-se até mesmo o uso de nomenclaturas divergentes entre estudos da mesma área para defini-las (SOULSBY, 1997; RAUDKIVI, 2006; SILVA; YALIN, 2017).

2.3.1 Classificação de formas de fundo

Visando estabelecer padrões relativos à ocorrência de formas de fundo em escoamentos fluviais, Simons e Richardson (1966) classificaram leitos aluviais de acordo com a potência do escoamento e com a granulometria dos sedimentos (FIGURA 4), definindo dois regimes morfológicos principais: de alto e de baixo transporte. Tal classificação é indicada por Van Rijn (1993) (cujos estudos possuem grande relevância no campo da hidrossedimentologia), sendo amplamente aceita na literatura. A formação das primeiras perturbações em um leito inicialmente plano se dá quando $T_s > 0$, havendo transporte de sedimentos ativo, que passa a compor a

descarga de fundo ao longo do canal. Descontinuidades locais no leito podem aumentar sua taxa inicial de desenvolvimento – como a presença de rochas, vegetação e atividade biológica em canais naturais – mas não são estritamente necessárias para a sua geração. Os sedimentos da face em auge de uma forma de fundo são erodidos pelo escoamento, sendo grande parte posteriormente depositada na face em declive, de acordo com seu ângulo de repouso. Tal comportamento, aliado à turbulência adicional gerada pelas ondulações, atribui capacidade migratória às formas de fundo, que se propagam na direção do escoamento enquanto desenvolvem sua geometria (RAUDKIVI, 2006; VENDITTI, 2013).

FIGURA 4 – FORMAS DE FUNDO TÍPICAS DE ESCOAMENTOS FLUVIAIS, CLASSIFICADAS ALFABETICAMENTE PELO AUMENTO DA POTÊNCIA DO ESCOAMENTO



FONTE: Adaptado de Simons e Richardson (1966).

Analisando-se a FIGURA 4 sob a ótica do escoamento sobre um leito inicialmente plano, com baixa velocidade e sob o aumento constante da vazão, desenvolvem-se preliminarmente formas de fundo no regime de baixo transporte, sendo estas características de escoamentos subcríticos [com número de Froude (F_R)

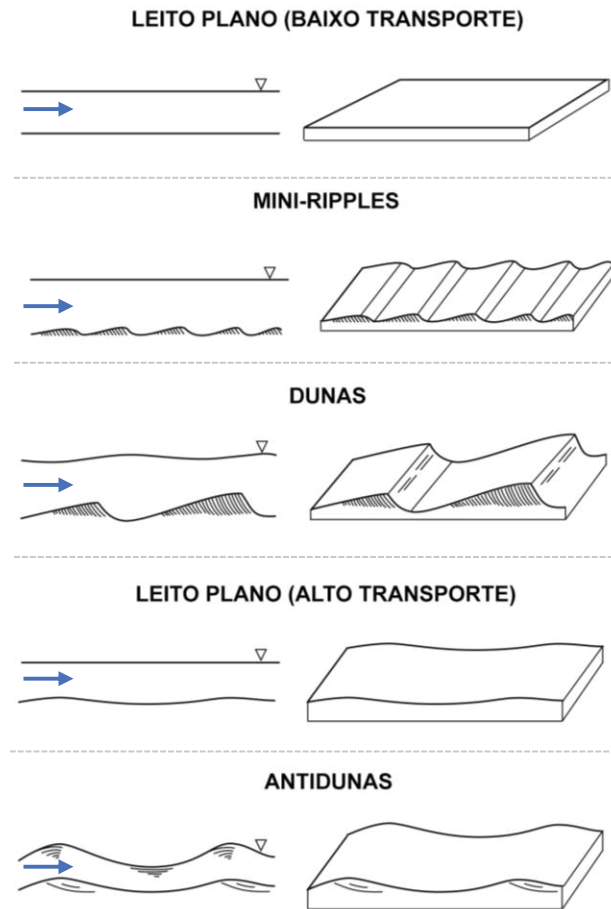
< 1 , segundo a Equação (37)]. Inicialmente, são geradas pequenas ondulações (aqui tratadas pelo seu termo em inglês – *mini-ripples*), evoluindo posteriormente para *mega-ripples* e dunas (que possuem $\lambda \propto H$), ou para casos intermediários em que ocorra a superposição entre tais elementos. Com o aumento da velocidade do escoamento, a inércia e a intensidade turbulenta/cisalhante no sistema também crescem, tornando o fluxo supercrítico ($F_R > 1$). Isto eleva consideravelmente a taxa de erosão e as descargas de fundo e suspensão, o que faz com que as formas de fundo praticamente desapareçam – i. e. sejam “lavadas”, tendo suas dimensões reduzidas até condições similares às de um leito plano. Então, surgem elementos em regime de alto transporte, nomeados antidunas, cuja presença afeta a conformação da superfície livre do escoamento e submete o sistema a altas taxas de transporte por descarga de fundo e suspensão. As antidunas, inclusive, dão a impressão de possuírem migração longitudinal das cristas na direção jusante-montante, apesar do transporte sólido se dar quase exclusivamente para jusante (VAN RIJN, 1993). Ilustrações tridimensionais dos diferentes tipos de formas de fundo são apresentadas pela FIGURA 5.

$$F_R = \frac{U}{\sqrt{g H}} \quad (37)$$

onde F_R é o número de *Froude*, que caracteriza regime de escoamento subcrítico quando $F_R < 1$, crítico quando $F_R = 1$ e supercrítico quando $F_R > 1$.

Ao longo das últimas décadas, vários pesquisadores estudaram maneiras de prever o tipo de forma de fundo a ser gerada sob a ação de correntes em canais, baseando-se em dados experimentais e criando diagramas que relacionam características do escoamento com a granulometria do leito. Alguns destes estudos, bem como os parâmetros relacionados por eles, são dispostos pelo QUADRO 1, sendo mais popular o uso do diagrama de Van Rijn (1993), exposto pela FIGURA 6, por basear-se em um extenso banco de dados empírico, bem como por relacionar parâmetros adimensionais e reduzir a dependência do método pela escala de tais dados. Segundo tal diagrama, analisando-se formas de fundo em regime de baixo transporte, as *mini-ripples* ocorrem na condição de $0 \leq T_s \leq 3$ e $d^* \leq 10$; as *mega-ripples* ocorrem na condição de $3 \leq T_s \leq 10$ e $d^* \leq 10$ e as dunas ocorrem nas condições de $0 \leq T_s \leq 15$ e $d^* > 10$ ou $10 \leq T_s \leq 15$ e $d^* \leq 10$.

FIGURA 5 – SEQUÊNCIA TÍPICA DA OCORRÊNCIA DE FORMAS DE FUNDO 1D EM LEITOS ALUVIAIS ORGANIZADA DE ACORDO COM O AUMENTO DA POTÊNCIA DO ESCOAMENTO



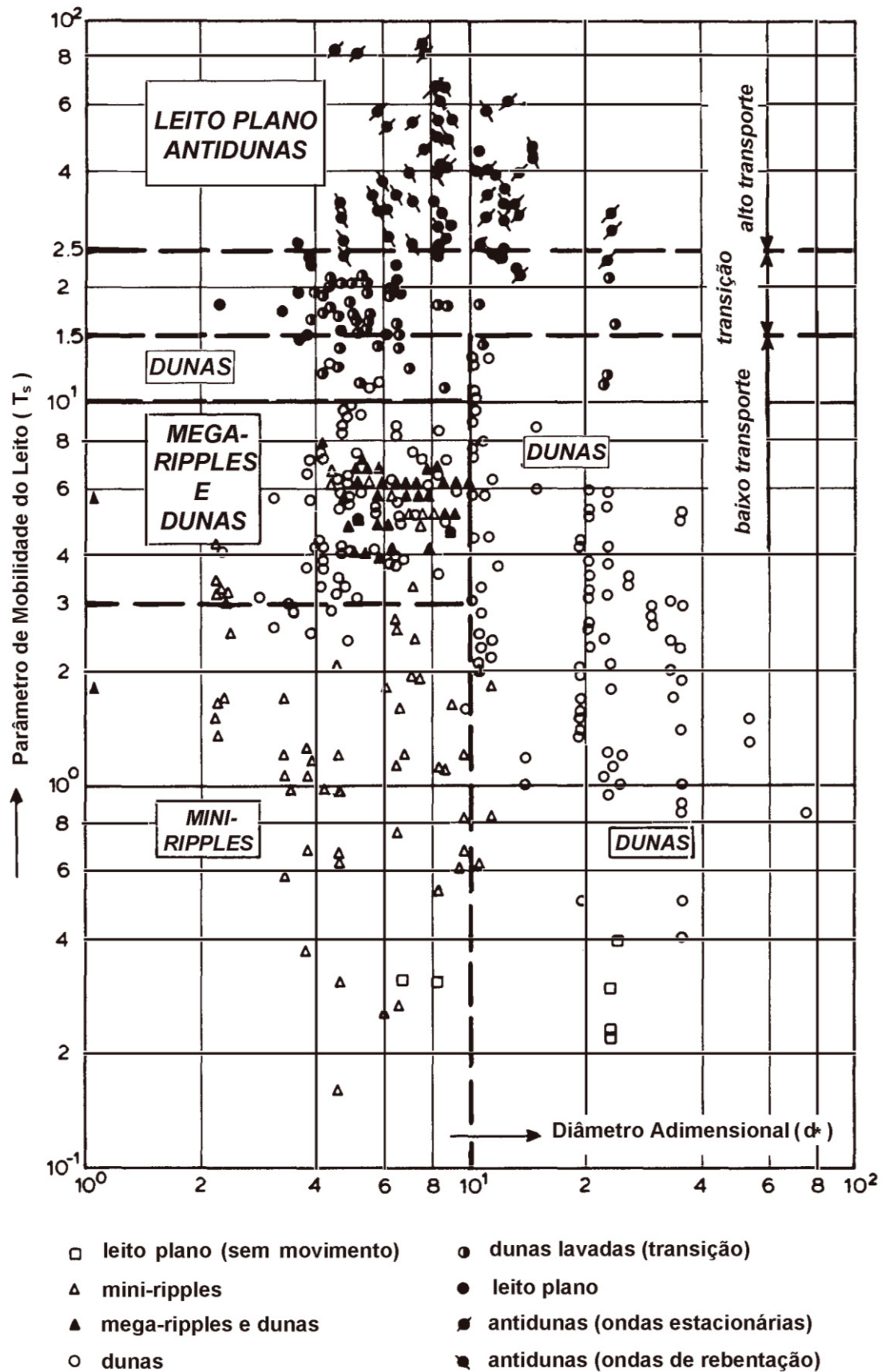
FONTE: Adaptado de Venditti (2013).

QUADRO 1 – EXEMPLOS DE DIAGRAMAS DE PREVISÃO DE TIPOS DE FORMAS DE FUNDO EM ESCOAMENTOS FLUVIAIS

Autores	Variáveis Relacionadas
Liu (1957)	(u^* / ω_s) versus Re^*
Simons e Richardson (1961)	(τU) versus d_{50}
Athallah (1968)	F_R versus (R_H / d_{50})
Southard e Boguchwal (1990)	U versus d_{10}
Van den Berg e Van Gelder (1993)	θ versus d^*
Van Rijn (1993)	T versus d^*

FONTE: Adaptado de Koller (2016).

FIGURA 6 – DIAGRAMA DE CLASSIFICAÇÃO DE FORMAS DE FUNDO DE VAN RIJN (1993)



FONTE: Adaptado de Van Rijn (1993).

As *mini-ripples* possuem pequenas dimensões em relação à profundidade do escoamento. Suas dimensões de equilíbrio (η_e , λ_e) não dependem de H , sendo função apenas da granulometria do leito. As dunas são as maiores formas de fundo no campo aluvionar e apresentam dimensões e relação de aspecto (η/λ) relacionadas tanto a T_s quanto a H . Na transição entre *mini-ripples* e dunas, podem ocorrer as *mega-ripples*, que apresentam características intermediárias entre tais tipos de forma de fundo. Suas dimensões de equilíbrio dependem da profundidade do escoamento, porém, são inferiores às de dunas (o que gera menores valores de k_{sf} em termos comparativos) (SIMONS; RICHARDSON, 1966; VAN RIJN, 1993; SOULSBY, 1997; VENDITTI, 2013; SILVA, YALIN, 2017).

Segundo Silva e Yalin (2017), considerando um campo arenoso inicialmente plano, sob escoamento de água, as *mini-ripples* são geradas apenas quando a camada limite do escoamento próxima ao leito age em regime turbulento hidraulicamente liso (i. e. $Re^* < 5$), sendo que o desenvolvimento emergente de tais formas de fundo ocorre no interior desta camada. Vale ressaltar, contudo, que Coleman e Eling (2000) mostraram que a geração de formas de fundo também pode ocorrer em escoamentos laminares sobre leitos aluviais, mas, para isso, seus experimentos utilizaram óleo hidráulico (com ν na ordem de $10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$) como fluido.

De acordo com Raudkivi (1997), quando a potência do escoamento se eleva, aumentando a altura das *mini-ripples*, que crescem a ponto de superar a espessura da camada laminar existente junto ao leito, ocorre a separação do escoamento em sua crista, gerando vórtices turbulentos na região de calha. A zona de separação pode ter comprimento equivalente a 5η , havendo grande potencial erosivo no ponto de reatamento (ponto imediatamente a jusante da região de separação), o que potencializa ainda mais o desenvolvimento das dimensões do elemento e incrementa a descarga de fundo – cuja magnitude, no caso de *mini-ripples*, é preponderantemente superior em relação à descarga suspensa. Neste processo, tais dimensões são inversamente proporcionais à velocidade de migração das *mini-ripples* (que é inferior à velocidade média do escoamento), o que gera um processo de coalescência, no qual formas de fundo menores são incorporadas às maiores, até ocuparem toda a largura do canal. Quando isto ocorre, tais formas de fundo, que antes apresentavam geometria majoritariamente bidimensional, podem tornar-se tridimensionais devido a deformações axiais de suas cristas na direção transversal ao escoamento.

2.3.2 Condição de equilíbrio das formas de fundo

As formas de fundo, em geral, se desenvolvem até atingirem uma condição de equilíbrio estatístico, onde suas dimensões permanecem preponderantemente estáveis em uma dada condição de escoamento. Raudkivi (1997) define que o tempo necessário para que tal estabilidade seja atingida – denominado tempo de equilíbrio (t_e) – é relacionado com a capacidade total de mobilidade dos sedimentos, conforme a Equação (38), indicando ainda a necessidade de melhorar a calibração da equação com dados experimentais.

$$t_e = a_e \left(\frac{\theta}{\theta_c} \right)^{-b_e} \quad (38)$$

onde t_e é o tempo de equilíbrio (h), a_e e b_e são coeficientes de calibração obtidos de acordo com a granulometria dos sedimentos.

Para as *mini-ripples*, as dimensões de equilíbrio são relacionadas à granulometria dos sedimentos que as compõem, visto que seu comportamento é governado por processos turbulentos e cisalhantes ocorrendo em escala próxima ao leito (VAN RIJN, 1993; SOULSBY, 1997). Alguns pesquisadores buscaram encontrar a relação de proporcionalidade entre as dimensões de equilíbrio (η_e e λ_e) das *mini-ripples* e diâmetros característicos dos sedimentos, como Baas (1993) – Equação (39) – que promoveu experimentos laboratoriais em leitos cobertos por areia muito fina e fina. Posteriormente, tal fórmula foi ajustada matematicamente por Raudkivi (1997), formando a Equação (40). Baas (1993) também utilizou areia fina ($d = 0,238$ mm) para encontrar uma relação inicial entre t_e e θ/θ_c para *mini-ripples*, conforme a Equação (41). Salienta-se que tal fórmula foi obtida por Raudkivi (1997) utilizando-se a razão θ/θ_c , que considera a ação da resistência total ao escoamento sobre a mobilidade do leito, em vez de considerar apenas sua componente de resistência de superfície θ_s/θ_c (conforme discutido ao longo da Subseção 2.2).

$$\begin{aligned} \eta_e &= 3,4 \log d_{50} + 18 \\ \lambda_e &= 75,4 \log d_{50} + 197 \end{aligned} \quad (39)$$

onde η_e é a altura de equilíbrio (mm) e λ_e é o espaçamento de equilíbrio (mm), com d_{50} inserido em milímetros.

$$\begin{aligned}\eta_e &= 18,16 d_{50}^{0,097} \\ \lambda_e &= 245 d_{50}^{0,35}\end{aligned}\tag{40}$$

onde d_{50} é inserido em milímetros.

$$t_e = 6800 \left(\frac{\theta}{\theta_c} \right)^{-4,3} \rightarrow \text{para } d_{50} = 0,238 \text{ mm}\tag{41}$$

Van Rijn (1993) apresenta fórmulas para a estimativa das dimensões de equilíbrio para as *mega-ripples* – Equação (42) – e para dunas – Equação (43) – já considerando parâmetros particionados, com o uso de T_s . Ressalta-se que em Baas (1993) [Equação (39)], tal distinção entre *mini* e *mega-ripples* não foi assumida, visto que em tal estudo as formas de fundo foram classificadas conforme Southard e Boguchwal (1990) (ver QUADRO 1) e não conforme Van Rijn (1993).

$$\begin{aligned}\eta_e &= 0,02 H (1 - e^{-0,1 T_s})(10 - T_s) \\ \lambda_e &= 0,5 H\end{aligned}\tag{42}$$

$$\begin{aligned}\eta_e &= 0,11 H \left(\frac{d_{50}}{H} \right)^{0,3} (1 - e^{-0,5 T_s})(25 - T_s) \\ \lambda_e &= 7,3 H\end{aligned}\tag{43}$$

2.3.3 Desenvolvimento temporal das dimensões das formas de fundo

Visando caracterizar o desenvolvimento de formas de fundo em regime de baixo transporte, partindo-se da condição de leito plano até a condição de equilíbrio, sob vazão constante (regime *quasi*-permanente), Nikora e Hicks (1997) relacionaram as dimensões temporais (η e λ) dos elementos a seus tempos e dimensões de equilíbrio (t_e , η_e e λ_e) por uma relação de potência, tendo como expoente um

parâmetro de crescimento temporal (γ), conforme a Equação (44). A partir de seis experimentos, promovidos com $d_{50} = 0,29$ mm, $d_{50} = 0,53$ mm e $9 < \theta/\theta_c < 33$, os autores definiram $\gamma = 0,28$, o que tornaria implicitamente a relação de aspecto η/λ constante durante a simulação.

$$\begin{aligned} \frac{\eta}{\eta_e} &= \left(\frac{t}{t_e}\right)^{\gamma_H} \rightarrow \text{para } 0,01 \leq \frac{t}{t_e} \leq 1 \\ \frac{\lambda}{\lambda_e} &= \left(\frac{t}{t_e}\right)^{\gamma_L} \rightarrow \text{para } 0,01 \leq \frac{t}{t_e} \leq 1 \end{aligned} \quad (44)$$

onde t é o tempo decorrido da simulação e γ_h e γ_L são, respectivamente, os expoentes de crescimento temporal da altura e do espaçamento das formas de fundo.

Nino et al. (2002) indicaram haver dependência entre γ e a granulometria do leito, o que instigou Coleman et al. (2005) a investigar tal suposição. Desta forma, dispondo-se de dados experimentais sobre o desenvolvimento de formas de fundo em condição de baixo transporte, apresentados por Raichlen e Kennedy (1965), Baas (1993), Külborn (1993) e Nikora e Hicks (1997), bem como conduzindo mais 15 experimentos laboratoriais, Coleman et al. (2005) buscaram encontrar uma relação de proporcionalidade entre γ e d_* , visando refinar a aplicação do uso da Equação (44) para simular o desenvolvimento temporal de dunas e *ripples*. Os autores também buscaram utilizar os dados para caracterizar o tempo de equilíbrio (t_e), anteriormente descrito de maneira geral pela Equação (38).

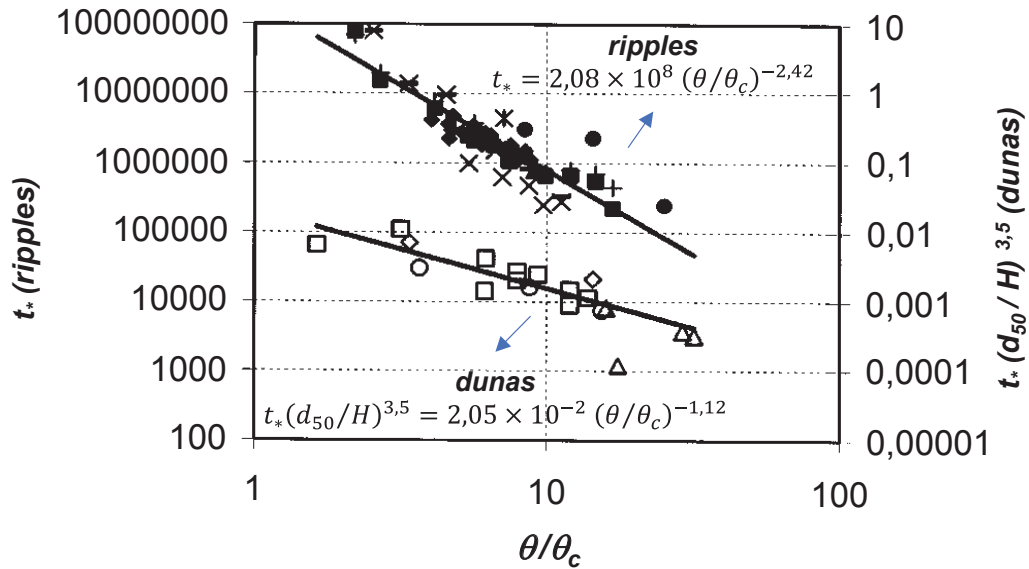
Então, Coleman et al. (2005) encontraram valores de γ com tendências diferentes para altura e para o espaçamento das formas de fundo, conforme a Equação (45).

$$\begin{aligned} \gamma_L &= 0,14 d_*^{0,33} \\ \gamma_H &= 0,22 d_*^{0,22} \end{aligned} \quad (45)$$

Para o cômputo preditivo do tempo de equilíbrio, Coleman et al. (2005) dividiram os dados experimentais relativamente à formação de *ripples* e dunas, gerando uma equação para cada tipo de forma de fundo. Ressalta-se que os autores

não utilizaram a subclassificação de *ripples* (dividindo-as entre *mini-ripples* e *mega-ripples*) sugerida por Van Rijn (1993). Os autores promoveram a adimensionalização dos dados, gerando a FIGURA 7, que relaciona θ/θ_c ao eixo das abcissas, bem como t_* [tempo de equilíbrio adimensionalizado, calculado conforme a Equação (46)] no eixo das ordenadas. Aplicando-se uma regressão em potência aos dados do gráfico, obtiveram-se as fórmulas para o cálculo do tempo de equilíbrio, descritas na FIGURA 7 (em termos adimensionais) e na Equação (47) (com t_e já isolado). Assim como ocorreu na Equação (41), nota-se que a análise de Coleman et al. (2005) também considerou a razão se *Shields* (θ/θ_c) em termos da resistência total ao escoamento e, portanto, não a utilizou somente na forma de sua componente particionada (θ_s/θ_c).

FIGURA 7 – DADOS EXPERIMENTAIS PARA TEMPO DE EQUILÍBRIO *VERSUS* CAPACIDADE DE TRANSPORTE DOS SEDIMENTOS PARA *RIPPLES* (PONTOS PREENCHIDOS EM PRETO) E DUNAS (PONTOS SEM PREENCHIMENTO)



FONTE: Adaptado de Coleman et al. (2005).

$$t_* = \frac{t_e u_*}{d_{50}} \quad \text{logo} \quad t_e = \frac{t_* d_{50}}{u_*} \quad (46)$$

$$\text{para ripples} \rightarrow t_e = 2,08 \times 10^{-8} \frac{d_{50}}{u_*} \left(\frac{\theta}{\theta_c} \right)^{-2,42} \quad (47)$$

$$\text{para dunas} \rightarrow t_e = 2,05 \times 10^{-2} \frac{d_{50}}{u_*} \left(\frac{\theta}{\theta_c} \right)^{-1,12} \left(\frac{d_{50}}{H} \right)^{-3,5}$$

O método proposto pelos autores foi utilizado nos estudos de Warmink e Schielen (2014a; 2014b), que obtiveram boa acurácia em sua aplicação, mas indicaram que maiores esforços são necessários para refinar a equação (47). Mais detalhes sobre estes estudos serão apresentados adiante, pela Subseção 2.4.

Coleman et al. (2005) também identificaram que a Equação (44) poderia ser adaptada, na forma da Equação (48), para considerar a evolução das formas de fundo em regimes transientes, considerando dados experimentais disponíveis.

$$\begin{aligned} \frac{\eta - \eta_i}{\eta_e - \eta_i} &= \left(\frac{t}{t_{ecf}} \right)^{\gamma_H} \\ \frac{\lambda - \lambda_i}{\lambda_e - \lambda_i} &= \left(\frac{t}{t_{ecf}} \right)^{\gamma_L} \end{aligned} \quad (48)$$

onde η_i e λ_i são, respectivamente, o espaçamento e a altura iniciais das formas de fundo e t_{ecf} é o tempo de equilíbrio para escoamento transiente, que depende do grau de variação da intensidade do escoamento.

Na literatura, não foram encontradas aplicações diretas da Equação (48). Warmink et al. (2015) utilizaram a Equação (44), desenvolvida para regime permanente, para simular o desenvolvimento de dunas sob passagem de onda de cheia. Contudo, não obtiveram boa representação de dados experimentais correspondentes, tendo que recorrer a uma abordagem hidromorfodinâmica mais complexa, considerando a separação do escoamento nas cristas de formas de fundo.

2.4 ESTUDOS SEMELHANTES

Nesta seção, são consideradas publicações relativas a modelos hidráulicos e hidrossedimentológicos que associam a determinação do coeficiente de rugosidade de leitos aluviais à ocorrência de tipos de formas de fundo de modo temporalmente constante (Subseção 2.4.1) e considerando a variação temporal de tal coeficiente ocasionada em regimes transientes e pelo desenvolvimento de formas de fundo (Subseção 2.4.2).

2.4.1 Determinação do coeficiente de rugosidade do leito em função do tipo e das dimensões de equilíbrio de formas de fundo

Atualmente, poucos modelos computacionais, sejam estes comerciais ou gratuitos, incluem em seus códigos a representação do coeficiente de rugosidade em função das dimensões das formas de fundo. Nos casos onde isso ocorre, é considerado apenas o tipo de forma de fundo existente ou suas dimensões de equilíbrio, ou seja, o período de desenvolvimento desde um leito plano (baixo transporte) para leito serrilhado, ou entre duas configurações de leito serrilhado, não é considerado para efeito de cálculo do coeficiente de rugosidade do leito.

Em suas simulações, o manual do modelo HEC-RAS, na versão 4.1 (BRUNNER, 2010), sugere valores para o coeficiente de *Manning* em função do tipo de forma de fundo, conforme mostra a TABELA 1. Já em sua versão 5.0 (BRUNNER, 2016), nota-se uma funcionalidade incrementada quanto à associação entre o coeficiente de *Manning* e as características das formas de fundo. Em tal versão, existem três tipos de procedimentos de cálculo da rugosidade vinculada a leitos cobertos por formas de fundo, baseados nos trabalhos de Limerinos (1970), Brownlie (1983) e Van Rijn (1984). O procedimento de Limerinos (1970) representa a resistência ao escoamento por meio do coeficiente de *Manning*, considerando apenas a parcela de resistência de superfície (i. e. condição próxima ao leito plano com baixo transporte), sendo n uma função do raio hidráulico e de d_{84} . Já o procedimento de Brownlie (1983) é preferível em casos onde a resistência de forma seja predominante na composição da resistência total ao escoamento, podendo ser aplicado a regimes subcríticos e supercríticos, sendo n uma função do raio hidráulico, da declividade média do canal, de d_{50} e do desvio padrão geométrico da distribuição granulométrica. O procedimento de Van Rijn (1984), também incrementado no modelo, foi adaptado para considerar apenas a existência de dunas, desde a condição de $T_s = 0$ até $T_s < 25$, no entanto, não restringindo a ocorrência de tal forma de fundo associada ao valor de d^* (o que pode gerar inconsistências, pois, segundo a FIGURA 6, os dados experimentais refletem a presença isolada de dunas com maior frequência, desde $T_s = 0$, quando $d^* > 10$). Por fim, a resistência ao escoamento é representada pelo coeficiente de *Chézy*, considerando-se apenas a condição de escoamento turbulento rugoso e estimando-se as dimensões das dunas apenas para a condição de equilíbrio.

TABELA 1 – VALORES SUGERIDOS PARA USO NO MODELO HEC-RAS 4.1 PARA O COEFICIENTE DE *MANNING* EM FUNÇÃO DO TIPO ESPERADO DE FORMAS DE FUNDO NO LEITO FLUVIAL

Tipo de Forma de Fundo	Faixas de <i>n</i> utilizáveis
<i>Ripples</i>	0,018 – 0,030
Dunas	0,020 – 0,035
Dunas Lavadas	0,014 – 0,025
Leito Plano	0,012 – 0,022
Antidunas (Ondas Estacionárias)	0,014 – 0,025
Antidunas (Ondas de Rebentação)	0,015 – 0,031

FONTE: Brunner (2010).

No modelo Delft3D (DELTARES, 2014), a resistência ao escoamento associada a presença de formas de fundo pode ser representada pela ferramenta *Trachytopes*, que associa a rugosidade do leito aos parâmetros modelados pela malha computacional em diferentes classes: (i) por pontos, representando elementos de rugosidade dispostos localmente na malha; (ii) por linhas, representando elementos de rugosidade similares ao longo de uma direção, adicionando anisotropia ao campo de simulação; (iii) por área, onde os elementos de rugosidade são uniformes e cobrem toda a área simulada, sendo o fator de resistência ao escoamento dominante.

A ferramenta *Trachytopes*, na classe de aplicação por área, conta com quatro preditores de rugosidade para a condição de leito aluvial e com presença de formas de fundo. O primeiro predictor consiste no método de Van Rijn (1984) para o cálculo do coeficiente de *Chézy* baseado nas dimensões de equilíbrio de dunas, com condições de contorno similares àsquelas implementadas no HEC-RAS (vide o segundo parágrafo desta Subseção). A única diferença entre o uso da abordagem em ambos os modelos é o cálculo de θ_c , que para o Delft3D segue a Equação (26) (i. e. apresenta consistência ao método de Van Rijn) e para o HEC-RAS segue uma equação sem citação no manual, onde $\theta_c = f(Re^*)$. O segundo predictor consiste em uma adaptação do método de Van Rijn (1984) para dunas, considerando-se apenas a resistência de forma – Equação (14) – e simplificando-se as dimensões de equilíbrio, de modo que $\eta_e \propto H^{0,7}$ e $\lambda_e \propto H$. Os dois últimos preditores consistem na aplicação do método desenvolvido por Van Rijn (2007), que calcula diferentes coeficientes de *Nikuradse* de acordo com a ocorrência e com e as dimensões de equilíbrio de mini-

ripples ($k_{s,r}$), *mega-ripples* ($k_{s,mr}$) e dunas ($k_{s,d}$). Ao fim, o coeficiente é composto pelo acoplamento entre as parcelas de resistência relativas a cada tipo de forma de fundo, sendo um método onde $k_s = \min [k_{s,r} + k_{s,mr} + k_{s,d} ; H/2]$ e outro onde $k_s = \min [(k_{s,r}^2 + k_{s,mr}^2 + k_{s,d}^2)^{0,5} ; H/2]$.

2.4.2 Determinação do coeficiente de rugosidade do leito em função da vazão e das dimensões de formas de fundo em desenvolvimento

Julien et al. (2002) objetivou determinar variações na resistência ao escoamento devido ao desenvolvimento de formas de fundo durante uma cheia no Rio Reno, contando com dados de medição (de velocidades, profundidades e características morfológicas do leito coberto por dunas) obtidos em campo ao longo do evento. Estes dados foram contrastados com dados simulados por formulações preditivas, que vinculam coeficientes de rugosidade do leito a características das formas de fundo, conforme a Equação (14), por exemplo. Para tanto, foram utilizadas três formulações de cálculo dos coeficientes, baseadas em f , C e n , que serviram como subsídio para a modelagem hidrossedimentológica do trecho. Julien et al. (2002) observaram que a resistência ao escoamento para os três coeficientes aumentava e diminuía junto com a vazão, e que tal variação também se devia à variação das dimensões das dunas.

Estudos de modelagem que abordam esse tema foram classificados conforme o QUADRO 2, quanto à dimensionalidade da modelagem hidrossedimentológica (1D, 2D ou 3D), à condição de vazão (constante ou variável no tempo), à origem dos dados (campo ou laboratório), à natureza da vinculação entre a rugosidade do leito e o estágio de desenvolvimento das formas de fundo (direta ou indireta), à escala da parametrização (do trecho fluvial ou da forma de fundo), ao tipo de descrição da variação morfológica e à dimensionalidade do modelo morfológico (2DV ou não aplicável).

Li e Jun (2018) analisaram a relação entre a vazão e a resistência ao escoamento durante eventos de cheia, em um trecho de 69 km do Rio Han, na Coreia do Sul, simulando a passagem de ondas de cheia de hidrogramas com pico entre 5147 m³/s e 16146 m³/s. Para tanto, foi desenvolvido um modelo computacional baseado nas equações de *Saint-Venant* – exemplificada nas Equações (1) e (2) – representando-se a resistência ao escoamento pelo coeficiente de *Manning* (n).

QUADRO 2 – CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS DE RUGOSIDADE DINÂMICA EM ESTUDOS SEMELHANTES CONSIDERADOS

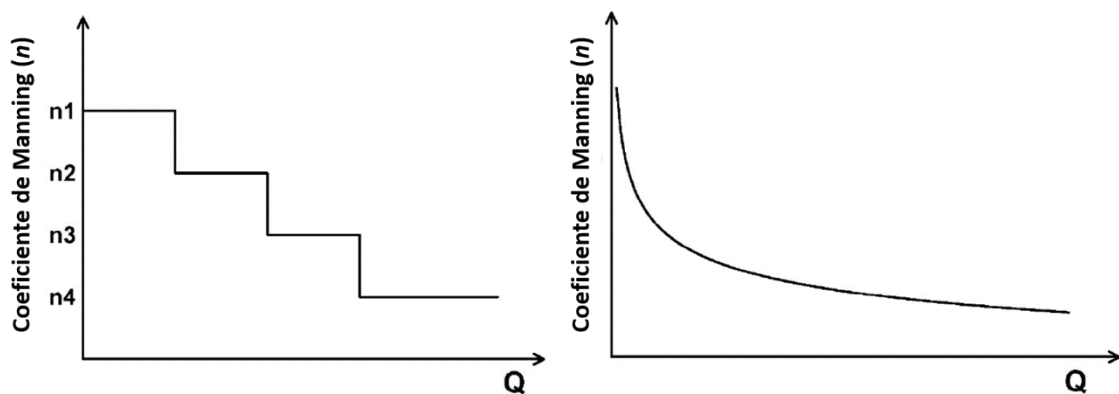
CARACTERÍSTICA	ESTUDOS					
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
Modelo hidrodinâmico	EQUAÇÕES DE SAINT- VENANT	SRH-2D	SOBEK			EQUAÇÃO DE MANNING
Dimensionalidade do escoamento	1D	2D	1D			1D
Vazão variável		SIM				NÃO
Origem dos dados		CAMPO				LAB.
Parametrização da rugosidade pela evolução morfológica do leito	NÃO			SIM		
Escala da parametrização	POR TRECHO			POR FORMA DE FUNDO	POR TRECHO	
Modelo de evolução morfológica	NP			PAARLBERG et al. (2009)	COLEMAN et al. (2005)	
Dimensionalidade do modelo morfológico	NP			2DV		
Observações sobre a parametrização	Parametriza a rugosidade pelo coeficiente de <i>Manning</i> , em função da vazão, dada por uma relação em função de grau ou potência que relacionam $n \times Q$	Parametriza a rugosidade pelo coeficiente de <i>Manning</i> , calculado em função da vazão e do diâmetro dos sedimentos	Parametriza a rugosidade pelo coeficiente de <i>Chézy</i> , calculado em função do atrito e da separação do escoamento das formas de fundo	Parametriza a rugosidade pelo coeficiente de <i>Chézy</i> [5] e <i>Nikuradse</i> [6], calculados em função das dimensões e do tempo de equilíbrio das formas de fundo		

FONTES: [1] Li e Jun (2018); [2] Kopecki et al. (2017); [3] Warmink e Schielen (2014a); [4] Warmink e Schielen (2014b); [5] Paarlberg et al. (2010); [6] Rauen et al. (2008).

NOTA: [...] – Modelo desenvolvido para o Rio Han (Coreia do Sul), com nome não citado pelos autores; n – coeficiente de *Manning*; Q – vazão; LAB. – dados laboratoriais; NP – não possui.

O rio foi dividido em sub-trechos e o modelo foi operado sob dois cenários: (i) com n constante para cada sub-trecho do rio (considerando-se apenas sua variação espacial); (ii) com n variável espacialmente e sendo também função da vazão durante a passagem de uma onda de cheia. Para relacionar $n \times Q$, Li e Jun (2018) calibraram coeficientes em funções com degraus (*step functions*) e em uma função potência (FIGURA 8), comparando a eficiência do uso de cada função. A calibração foi promovida por iterações, baseando-se em dados de hidrogramas obtidos em estações fluviométricas ao longo do rio, tendo como função-objetivo o menor erro médio quadrático (*RMSe*) possível entre profundidades medidas em campo e modeladas.

FIGURA 8 – RELAÇÃO FUNCIONAL ENTRE O COEFICIENTE DE MANNING E A VAZÃO POR FUNÇÕES EM DEGRAUS (À ESQUERDA) E EM POTÊNCIA (À DIREITA)



FONTE: Adaptado de Li e Jun (2018).

Ao validarem o modelo com conjuntos de dados distintos aos utilizados na calibração, Li e Jun (2018) concluíram que a determinação dinâmica de n (em função do tempo) oferece menores erros ($RMSe \approx 0,300$) em comparação com a abordagem temporalmente constante de sua aplicação ($RMSe = 0,385$), citando que a relação entre $n \times Q$ pela função potência é mais indicada por sua facilidade de aplicação, em comparação com as *step functions*.

Ressalta-se que Li e Jun (2018) não determinaram os coeficientes de rugosidade com base na modelagem direta de fenômenos físicos que causam resistência ao escoamento, como o desenvolvimento de formas de fundo. A tendência de redução de n com o aumento de Q , adotada pelos autores conforme a FIGURA 8 [contrária ao reportado por Julien et al. (2002)], provavelmente indica que as formas de fundo (que não foram consideradas explicitamente) não exerceram papel

dominante na composição da resistência total ao escoamento. Relacionando as discussões levantadas por Morvan et al. (2008) a este estudo, o coeficiente de *Manning* nele utilizado ainda assume a função de parâmetro de calibração entre dados de campo e de simulação, apesar considerar-se a sua variabilidade temporal. Tal abordagem pode ter sido satisfatória para as condições simuladas, mas a demanda por procedimento de calibração caso a caso limita sua aplicabilidade mais ampla. Ademais, conforme Julien et al. (2002), as características morfológicas de leitos aluviais podem variar sensivelmente após a passagem de ondas de cheia – incluindo efeitos de histerese. Cita-se ainda, com base em Mosselman e Le (2016), que a determinação de coeficientes por calibração faz com que os dados de entrada do modelo imponham padrões morfodinâmicos ao sistema – i. e. o modelo irá refletir apenas as condições do leito para os eventos utilizados na calibração, que podem ter diferentes magnitudes.

Kopecki et al. (2017) apresentou um método de simulação bidimensional de canais fluviais com águas rasas, acoplado ao software SRH-2D, considerando regime permanente ou transiente, escoamento uniforme e condição canal largo ($H \approx R_H$). Neste método, os coeficientes de rugosidade (n) são determinados em função da profundidade do escoamento, considerando sua variação espaço-temporal (sendo n dinâmico a cada passo de tempo e para cada célula computacional). Para determinar a profundidade, utilizaram-se conceitos do perfil logarítmico de velocidades, admitindo-se o desenvolvimento de uma camada limite turbulenta rugosa com espessura atrelada ao diâmetro característico dos sedimentos do leito.

Para validar o modelo, Kopecki et al. (2017) simularam cenários de escoamento permanente e transiente em trechos do rio Danúbio, cujo leito é composto por cascalho, possui morfologia estável e transporte de sedimentos permanentemente ativo, sendo as vazões do canal controladas majoritariamente por descargas de usinas hidrelétricas situadas a montante. O modelo foi operado sob cenários considerando n temporalmente variável (função da profundidade) e constante, e os resultados foram contrastados com dados obtidos em campo.

Em regime permanente, as velocidades médias de escoamento foram superestimadas pela abordagem temporalmente constante, mas não houve desvios significativos de acurácia comparando-se as duas abordagens com dados de campo. Já em regime transiente, durante a simulação da passagem de uma onda de cheia (com vazão de base de 25 m³/s e pico de 90 m³/s), foram analisadas as profundidades

do escoamento, observando-se discrepâncias significativas entre as abordagens na ordem de 14 cm na seção de entrada do trecho. Observou-se ainda que ambas as abordagens previram a mesma profundidade de pico na seção de saída do trecho, mas tal condição de pico foi deslocada (atrasada) em 10 minutos pela abordagem temporalmente constante. A acurácia da abordagem com variação temporal da rugosidade também foi discutida, por seus resultados terem sido superestimados em aproximadamente 6 cm em relação aos dados medidos, durante toda a simulação – tento tal fato ocorrido graças ao SRH-2D considerar a espessura da camada limite constante ao longo de todo o canal.

Como Kopecki et al. (2017) citam em sua conclusão, o método de relação entre $n \times H$ desenvolvido atribui maior significado físico à representação da resistência ao escoamento em modelos hidrodinâmicos, e a condição de morfologia estável do leito pode ter contribuído para a acurácia dos resultados. Entretanto, ressalta-se que, ainda assim, os coeficientes de rugosidade atuaram como parâmetros de calibração no estudo, visto que não dependem das condições morfológicas do leito, mas sim do diâmetro característico dos sedimentos. A aplicação do método a canais de leito móvel arenoso pode gerar discrepâncias significativas, por não considerar a separação do escoamento gerada na crista das formas de fundo, conforme explicitado pela Subseção 2.3, o que contribui para o cômputo da resistência de forma.

Abordando o método de evolução morfológica de Coleman et al. (2005) (Subseção 2.3.2), Rauen et al. (2008) consideraram a evolução morfológica de *ripples*, partindo-se da condição de leito plano até o equilíbrio, em duas condições, sendo um canal hidráulico de laboratório e um trecho fluvial idealizado. As dimensões de equilíbrio foram determinadas, respectivamente, por meio de medições e de acordo com Raudkivi (1997) [Equação (40)], convertendo-se as dimensões temporais das ondulações, fornecidas pelo método de Coleman et al. (2005), em coeficientes de rugosidade de *Nikuradse* (k_s) pelo método de Soulsby (1997) – Equações (10), (11) e (13).

Constatou-se que os valores de k_s cresceram em duas ordens de magnitude desde a condição de leito plano até o equilíbrio, sendo predominante a escala associada à condição de equilíbrio (durante 90% do tempo). Com isso, os autores concluíram que, no caso da aplicação de coeficientes temporalmente constantes em modelos hidrossedimentológicos, é preferível que a condição de equilíbrio seja utilizada na ausência de dados de campo. Entretanto, ressaltou-se que o período de

desenvolvimento do leito da condição de leito plano até o equilíbrio pode ser significativa para o cálculo de parâmetros morfológicos e do transporte de sedimentos, principalmente para altos valores de t_e . Por fim, os autores sugerem que estudos futuros considerem outros tipos de formas de fundo – o que de certa forma foi feito por Warmink e Schielen (2014a; 2014b) ao modelarem a evolução de dunas (vide abaixo) – mas ressalta-se ainda não haver um modelo unificando as abordagens.

A modelagem da região de separação do escoamento foi investigada por Paarlberg (2008), que associou a determinação da rugosidade à evolução morfológica do leito. Tal estudo apresentou um modelo hidrossedimentológico considerando sua aplicação em leitos cobertos por dunas, sendo acoplado ao software SOBEK – cujo módulo hidrodinâmico baseia-se nas equações 1D de águas rasas – Equações (1) e (2).

Conforme também detalhado em Paarlberg et al. (2007), foi elaborado um modelo de parametrização da separação do escoamento que ocorre a jusante da crista de dunas, definindo a linha de corrente que limita o escoamento e a zona de recirculação como um polinômio de terceiro grau, cujos coeficientes são calibrados de acordo com a geometria da forma de fundo na sua crista e no ponto de reatamento do escoamento.

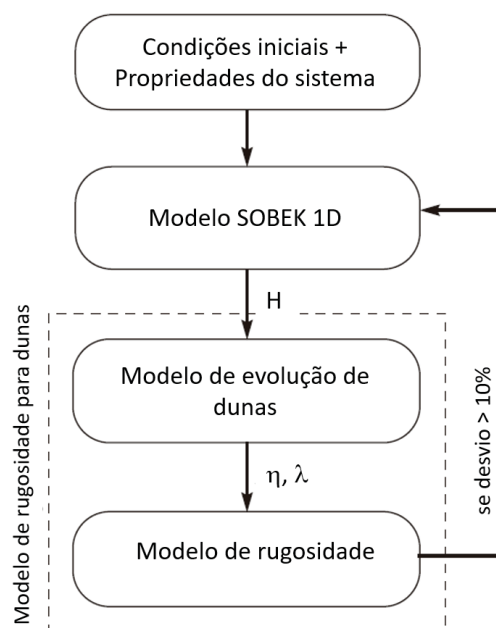
Paarlberg et al. (2009) criaram um modelo 2DV da evolução morfológica em leitos cobertos por dunas, assumindo a condição de pressão hidrostática e valendo-se do método de parametrização descrito acima. Neste modelo, a linha de corrente que limita a região de separação do escoamento funciona como um leito fictício (com tensão de cisalhamento nula), e assume-se que o sedimento transportado além da crista é depositado uniformemente na porção em declive da duna (localizada na zona de recirculação), de acordo com o ângulo de repouso do sedimento. A descarga de fundo é calculada pela equação de *Meyer-Peter e Mueller* (modificada para considerar a influência da declividade do leito), e a evolução morfológica é modelada pela equação de *Exner*, fornecendo as dimensões das dunas (η e λ) a cada passo de tempo e considerando-as iguais para todas as dunas do trecho.

Paarlberg et al. (2010) acoplaram o modelo de evolução morfológica apresentado acima ao software SOBEK 1D, associando o cálculo do coeficiente de rugosidade (C) às dimensões das formas de fundo, contrastando os resultados de sua aplicação com a utilização de coeficientes calibrados em função da vazão (excluindo-se o efeito da evolução morfológica). O modelo desenvolvido por Paarlberg et al.

(2010) foi dividido em três módulos, sendo um hidráulico (SOBEK) para determinar as profundidades do escoamento, um morfológico [Paarlberg et al., (2009)] e um previsor dos coeficientes de rugosidade – baseado no método de Van Rijn (1993), com as Equações (10), (12), (22) – considerando apenas a ocorrência de escoamento turbulento rugoso. Assim, são criadas iterações entre C , η , λ e H , existindo uma retroalimentação entre os três módulos, conforme ilustrado na FIGURA 9. O coeficiente de rugosidade varia temporalmente, e sua atualização no módulo hidráulico se dá sempre que ocorre um desvio relativo superior a 10% em seu valor, comparando-se com o início do passo de tempo.

Para analisar o modelo, Paarlberg et al. (2010) simularam um trecho do rio Reno, situado na Holanda, com leito formado por areia muito grossa ($d_{50} = 1$ mm), sob a ação de dois tipos de hidrograma de cheia, sendo um com pico agudo e outro com pico alongado, ambos com vazões de base iguais a $1333 \text{ m}^3/\text{s}$ e de pico iguais a $6000 \text{ m}^3/\text{s}$. Ressalta-se que tais vazões foram obtidas a partir de dados históricos, mas que os ramos de ascensão e recessão do hidrograma foram idealizados, isto é, não representam uma condição de fato observada em campo.

FIGURA 9 – FLUXOGRAMA DE FUNCIONAMENTO DO MODELO HIDROSEDIMENTOLÓGICO DE PAARLBERG ET AL. (2010)



FONTE: Adaptado de Paarlberg et al. (2010).

Paarlberg et al. (2010) concluíram que, quando C foi calculado com base na evolução morfológica do leito, a resistência ao escoamento pode ser 10% superior comparando-se os resultados com o uso de coeficientes previamente calibrados. Em baixas vazões, a abordagem com evolução morfológica apresentou resistência ao escoamento cerca de 13-22% superior à calibrada, resultando em profundidades 15% superestimadas.

Notou-se também a dependência dos resultados em relação à forma dos hidrogramas. No caso com pico alongado, as dunas apresentaram maiores dimensões no início do período de recessão, por estarem sujeitas à ação da vazão de pico durante um período maior – o que aumentou as dimensões máximas das formas de fundo em comparação com o hidrograma de pico agudo. Também foi notada histerese nos resultados, já que o coeficiente C apresentou valores no ramo de recessão que foram entre 5-10% inferiores aos do ramo de ascensão, para as mesmas vazões.

Posteriormente, utilizando a mesma abordagem de Paarlberg et al. (2010), Warmink e Schielen (2014a) utilizaram o modelo de evolução morfológica desenvolvido por Coleman et al. (2005) no algoritmo da FIGURA 9. As dimensões das formas de fundo variaram temporalmente conforme o modelo de potência desenvolvido por Nikora e Hicks (1997), com dimensões de equilíbrio de acordo com Yalin (1964) e com taxas de crescimento (γ) e tempo de equilíbrio (t_e) definidos por Coleman et al. (2005) – Ver Subseções 2.3.2 e 2.3.3. Outra modificação ocorreu na atualização dos coeficientes de *Chézy* dentro do software SOBEK, que neste caso acontecia quando as diferenças relativas em C superavam o patamar de 5%.

Warmink e Schielen (2014a) simularam duas ondas de cheia, utilizando hidrogramas produzidos em laboratório por Wijnbenga e Van Nes (1986), cujas vazões foram baseadas em hidrogramas de cheia do rio Reno com escala reduzida. Durante a simulação computacional, no processo de determinação da altura das dunas, Warmink e Schielen (2014a) citam que a equação de Coleman et al. (2005) para t_e precisou ser adaptada por um fator de 0,01, de modo a fornecer resultados mais realistas. Como não foi notada uma justificativa em Warmink e Schielen (2014a) para tal ajuste, supôs-se que os autores tenham extrapolado a condição de obtenção de tal equação para dunas.

Paralelamente, Warmink e Schielen (2014a) simularam as mesmas condições hidrológicas no SOBEK determinando os coeficientes de rugosidade por calibração, com base em dados de declividade do nível de água, a cada passo de tempo. Por fim,

os resultados destes testes foram contrastados com os resultados do modelo que considera a evolução morfológica do leito pelo método de Coleman et al. (2005). Ambas as abordagens apresentaram bons resultados em relação aos dados medidos experimentalmente, com desvios máximos similares que ocorreram durante as vazões de pico, estando na ordem de 6 cm para uma onda de cheia com vazão entre 65 l/s e 288 l/s (período de 3,5 horas), e de 1 cm para vazões entre 62 l/s e 294 l/s (período de 7 horas). Os dados mostram que, durante a passagem da onda de cheia, as dimensões das formas de fundo nunca atingem o equilíbrio, e o modelo com evolução morfodinâmica também foi capaz de captar a histerese em parâmetros hidráulicos simulados, ocorrida entre os ramos de ascensão e recessão dos hidrogramas.

Com isso, Warmink e Schielen (2014a) concluíram que os métodos de Coleman et al. (2005) e Nikora e Hicks (1997), aplicados a uma onda de cheia, fornecem bons resultados sem que o modelo precise passar por calibração. Eles ainda ressaltam a eficiência dos métodos pela simplicidade matemática e pela baixa demanda de tempo computacional envolvidas. Por fim, eles recomendam que pesquisas adicionais são demandadas para refinar o cálculo do tempo de equilíbrio, que influencia ativamente na determinação das dimensões das dunas.

Já Warmink e Schielen (2014b) utilizaram modelo similar ao de seu estudo anterior, mas aplicando dados de campo para a validação e com alterações no cálculo de $k_{ss} = d_{90}$ e das dimensões de equilíbrio, definidas no estudo de Allen (1968). Foi simulado um trecho de bifurcação do rio Reno, com leito coberto por sedimentos com d_{50} variando entre 1,1 mm (areia muito grossa) e 7,1 mm (cascalho médio) e ocorrência de dunas. O modelo foi alimentado com um hidrograma cuja vazão de pico era de 9413 m³/s na seção montante do trecho, referente a uma cheia ocorrida em 1998 no local, com dados disponíveis de vazão e das dimensões das formas de fundo. Partes dos trechos foram relatados como tendo suprimento limitado de sedimentos, condição para a qual Rauen et al. (2009) também confirmaram a aplicabilidade do método de Coleman et al. (2005).

Warmink e Schielen (2014b) também calibraram o software SOBEK de acordo com dados de uma cheia ocorrida em 1995, com vazão de pico de 12000 m³/s, tornando o coeficiente de rugosidade apenas função da vazão [com significado físico similar ao estudo de Li e Jun (2018)]. Por fim, os autores contrastaram os resultados gerados pelo SOBEK considerando ambas as abordagens para a determinação da rugosidade (sob evolução morfológica e sob calibração). Os resultados mostraram

que o modelo de Coleman et al. (2005) superestimou as profundidades na maioria do tempo, mas apresentou *RMSe* de 0,24 cm, em contraste com 0,31 cm obtido pelo modelo calibrado, indicando que a calibração pode ser substituída pela modelagem da evolução de dunas no trecho. Tal exagero na estimativa de H ocorreu já que a Equação (44) também superestimou, por um fator de 2, as dimensões das dunas em relação aos dados obtidos em campo, visto que as equações para previsão das dimensões de equilíbrio de Allen (1968) também apresentaram resultados anormais. Isto indica que os resultados do método, para as condições de aplicação adotadas, seriam satisfatórios para a previsão de profundidades com grandes escalas.

A Equação (47) ainda apresentou grandes discrepâncias no tempo de equilíbrio para dois trechos da bifurcação do rio ($t_e = 60$ dias para o trecho com $d_{50} = 1,1$ mm e $t_e = 2$ horas para o trecho com $d_{50} = 7,2$ mm). Warmink e Schielen (2014b) concluíram que o modelo de Coleman et al. (2005) foi muito sensível a variações de d_{50} , e deve ser usado com cautela quando há modificações significativas do diâmetro dos sedimentos ao longo do trecho simulado. Com isto, eles indicam que estudos futuros investiguem os dados empíricos e os limites que caracterizam a validade da Equação (47).

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Este capítulo apresenta os procedimentos metodológicos do projeto. A Subseção 3.1 trata da estratégia e classificação da pesquisa, enquanto as Subseções 3.2 a 3.7 apresentam o detalhamento de cada Passo Metodológico.

3.1 CLASSIFICAÇÃO E ESTRATÉGIA DA PESQUISA

Este estudo tem natureza aplicada, exploratória e descritiva, com abordagem quantitativa, em simulações matemático-computacionais de processos físicos associados ao desenvolvimento de formas de fundo em leitos arenosos de canais largos com superfície livre. O elemento exploratório do projeto envolve a análise da importância relativa de tal variação, pelo seu efeito na resistência ao escoamento e na estimativa de parâmetros hidrossedimentológicos de interesse prático, como o nível de água e a descarga sólida. O elemento descritivo visa operacionalizar a inclusão de tal variação temporal em modelos de hidráulica fluvial, frente a cenários que considerem coeficientes de rugosidade temporalmente constantes.

Quanto aos procedimentos, o projeto classifica-se como um estudo experimental (computacional) de bancada, onde serão simuladas as respostas de parâmetros do escoamento e do transporte de sedimentos, frente à variação de dados de entrada do fluxo e de modelos matemáticos de parametrização da resistência ao escoamento. Foram previstos seis passos metodológicos principais, que são apresentados no QUADRO 3 (página seguinte) e descritos na sequência.

3.2 PASSO 1 – BIBLIOMETRIA

O Passo 1 envolveu, inicialmente, a busca por publicações técnico-científicas para embasar a revisão de literatura deste estudo, promovida em repositórios científicos nacionais e internacionais (*Scopus*, *Science Direct*, Portal de Periódicos da CAPES). Uma bibliometria foi realizada, conforme a FIGURA 10 (página 72), que mostra a quantidade de artigos encontrada na literatura para cada combinação de termos de busca. Os termos de busca utilizados foram: *river*, *fluvial*, *hydraulic*, *sand wave*, *bedform*, *bed form*, *dune*, *ripple*, *bedform interaction*, *dimension*, *height*, *length*,

flow resistance, bed roughness, hydraulic roughness, roughness coefficient, roughness height, variable roughness, dynamic roughness, static roughness, sediment transport, simulation, bed load, bedload, suspended load, calibration, roughness calibration, roughness prediction, case study, flood, flood wave, flood model, flood modelling, parameterisation, parameterization, bedform patterns, model, modelling, scaling, upscaling, up scaling, 1D, 2D, 3D, hysteresis, non-permanent regime, transient regime, turbulent model, turbulence model, sediment supply-limited condition.

A partir da bibliometria foram identificadas as publicações com maior aderência ao tema do presente estudo, para consideração no âmbito da revisão de literatura, as quais são discutidas na Subseção 2.4. Outras publicações foram revisadas e consideradas na composição do referencial teórico deste estudo, conforme as informações expostas e discutidas nas Subseções 2.1 a 2.3.

QUADRO 3 – PASSOS METODOLÓGICOS ASSOCIADOS AOS OBJETIVOS DA PESQUISA

Passo	Objetivo Específico Associado	Descrição
1	a) e b)	Buscar e selecionar, na literatura técnico-científica nacional e internacional, publicações relacionadas à representação da resistência ao escoamento com superfície livre sobre leitos arenosos associada à ocorrência de formas de fundo;
2	a) e b)	Compilar modelos, equações e dados referentes a tal representação, tanto de modo temporalmente constante quanto variável;
3	b)	Elaborar versão preliminar de procedimento de cálculo para parametrização da resistência ao escoamento associada à ocorrência de <i>mini-ripples</i> ;
4	a)	Realizar simulações de natureza exploratória para <i>mini-ripples</i> sob vazão constante;
5	b)	Ampliar procedimento de cálculo para contemplar dunas e condições de vazão variável;
6	b)	Realizar simulações de natureza aplicada para <i>mini-ripples</i> e dunas, sob vazão variável.

FONTE: O autor (2020).

FIGURA 10 – RESULTADOS DA BIBLIOMETRIA REALIZADA COM OCORRÊNCIAS NO PERÍODO DE 2013-2018

BUSCA AMPLA COMPOSTA										
Termos		Resultados	Artigos de Revisão	Artigos de Pesquisa	2013	2014	2015	2016	2017	2018
(river OR fluvial) AND ("sand waves" OR dunes OR bedform OR "bed form" OR ripples)		8368	570	7798	1202	1283	1381	1493	1519	1491
= AND dimensions AND (height OR length)		973	92	881	140	153	149	179	180	172
= AND "flow resistance"		156	13	143	15	35	25	19	28	34
= AND "bed roughness"		248	16	232	33	48	42	35	40	50
= AND "hydraulic roughness"		49	8	41	5	12	9	8	5	10
= AND "roughness coefficient"		132	5	127	13	26	22	19	29	33
= AND "roughness height"		86	7	79	11	19	14	10	15	17
= AND ("bed roughness" OR "roughness height" OR "hydraulic roughness" OR "roughness coefficient")		291	18	273	38	57	50	43	47	56
(bedform OR "bed form") AND ("bed roughness" OR "roughness height" OR "hydraulic roughness" OR "roughness coefficient")		355	24	331	47	68	64	52	62	62
= AND "sediment transport"		275	21	254	33	53	50	46	48	45
= AND simulation		204	11	193	26	41	42	35	33	27
= AND "sediment transport" AND ("bed load OR bedload")		184	14	170	19	32	35	36	36	26
= "sediment transport" AND "suspended load"		103	8	95	13	20	17	22	18	13
= AND calibration		140	7	133	20	27	18	17	32	26
= AND "case study"		58	7	51	6	10	10	11	9	12
= AND flood AND "flood wave"		20	3	17	2	8	3	2	3	2
= AND ("flood model" OR "flood modelling") AND "flood wave"		3	0	3	1	0	1	0	1	0
= AND (parameterisation OR parameterization)		88	8	80	10	13	10	16	24	15
= AND "bedform patterns"		2	0	2	0	0	1	0	1	0
= AND (model OR modelling)		348	24	324	47	66	63	51	60	61
= AND (model OR modelling) AND (scaling OR upscaling OR "up-scaling")		320	24	296	43	62	58	47	57	53
= AND 1D		53	4	49	7	14	8	6	10	6
= AND 2D		112	10	102	12	26	20	21	16	17
= AND 3D		140	11	129	16	24	22	24	27	27
= AND dimensions (height OR length)		136	16	120	17	24	26	24	28	17
= AND (dune OR ripple) dimensions		96	13	83	15	13	20	15	19	14
= AND hysteresis		21	5	16	1	3	4	2	8	3

BUSCA GLOBAL										
Termos		Resultados	Artigos de Revisão	Artigos de Pesquisa	2013	2014	2015	2016	2017	2018
roughness AND ("flood modelling" OR "flood model")		204	191	13	16	23	38	52	33	42
"sand waves" OR dunes OR bedform OR "bed form" OR ripples		25575	1927	23648	3499	3743	4223	4520	4894	4697
"sediment supply-limited conditions"		4	1	3	0	0	2	1	1	0
(fluvial OR river) AND ("bed roughness" OR "roughness height" OR "hydraulic roughness" OR "roughness coefficient")		1730	61	1669	207	273	309	305	315	321
(fluvial OR river) AND ("variable roughness" OR "dynamic roughness")		41	4	37	6	6	9	5	9	6
(fluvial OR river) AND hydraulic AND model AND "static roughness"		1	0	1	0	0	0	0	1	0
(fluvial OR river) AND "bedform interactions"		7	2	5	4	0	1	1	0	1
(fluvial OR river) AND "roughness model"		51	4	47	7	10	12	8	10	4
(fluvial OR river) AND "roughness prediction"		9	0	9	2	2	2	0	1	2
(fluvial OR river) AND hydraulic AND model AND "transient regime"		19	2	17	3	1	6	2	4	3
(fluvial OR river) ("turbulent model" OR "turbulence model")		699	39	660	82	95	110	135	161	116
(fluvial OR river) AND hydraulic AND model		15805	1070	14735	1979	2361	2580	2850	2999	3036
= AND roughness		2737	179	2558	338	423	450	508	512	506
= AND roughness AND (parameterization OR parameterisation)		479	32	447	60	74	93	95	86	71
= AND roughness AND flood		1560	99	1461	186	521	271	290	284	278
= AND roughness AND "flood wave"		193	10	183	19	29	52	33	22	38
= AND "roughness calibration"		10	0	10	2	1	2	1	1	3

FONTE: O autor (2020).

3.3 PASSO 2 – COMPILAÇÃO DE MODELOS E EQUAÇÕES

No Passo 2, a partir da revisão de literatura realizada, foram compiladas equações, modelos e faixas de valores de coeficientes apresentados nas Subseções 2.1 a 2.3, para a criação de um procedimento de cálculo do coeficiente de rugosidade em função do desenvolvimento temporal de formas de fundo, com base em formulações da descrição da hidráulica fluvial, da evolução morfológica de leitos aluviais e do transporte de sedimentos.

3.4 PASSO 3 – CRIAÇÃO DO PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

O Passo 3 envolveu a elaboração de uma versão preliminar do procedimento de cálculo supracitado, para a modelagem hidrossedimentológica de um trecho de canal aberto, de leito arenoso, retilíneo, com escoamento uniforme, unidirecional e subcrítico, considerando a resistência ao escoamento como função do coeficiente de rugosidade, calculado sob duas abordagens:

- a) Coeficiente temporalmente constante (CTC): na qual o coeficiente de rugosidade é determinado com base nas dimensões das formas de fundo em equilíbrio – desconsiderando sua evolução temporal durante a simulação;
- b) Coeficiente temporalmente variável (CTV): na qual o coeficiente é calculado e atualizado a cada passo de tempo (retroalimentando o sistema), sendo função das dimensões das formas de fundo em evolução – que crescem partindo de um leito inicialmente plano (em baixo transporte) até uma condição de equilíbrio.

Na versão preliminar, tal procedimento considerou a ocorrência exclusiva de *mini-ripples* no leito do trecho, bem como o escoamento ocorrendo em regime *quasi*-permanente (q constante, mas com H adaptando-se à mudança de k_s), sendo modelada a ocorrência isolada de apenas um tipo de forma de fundo por simulação, conforme a classificação definida pelo diagrama de Van Rijn (1993) – FIGURA 6.

Foi gerado um algoritmo unificado para as abordagens CTC e CTV, visto que as equações que as compõem são as mesmas, sendo as distinções entre estas

relativas à consideração do incremento no passo de tempo (Δt). Salienta-se, ainda, que a análise temporal do comportamento do sistema hidrossedimentológico foi realizada de modo normalizado, relativo ao tempo de equilíbrio (t_i / t_e) das formas de fundo em cada simulação. Tal parâmetro foi utilizado pelo algoritmo, principalmente, em suas etapas de tomada de decisão.

O procedimento foi gerado para indicar a sequência de cálculo e as verificações a serem realizadas a cada passo de tempo, possibilitando sua implementação em planilha eletrônica. O modelo descrito pelo algoritmo foi compartimentado em três módulos, sendo: um módulo morfológico (responsável pelo cálculo das dimensões das formas de fundo e do coeficiente de rugosidade associado a estas dimensões), um módulo hidráulico (responsável por determinar os parâmetros do escoamento, como a velocidade média e a profundidade do canal) e um módulo de transporte de sedimentos (responsável por determinar parâmetros de mobilidade do leito e descargas sólidas no trecho).

O procedimento foi elaborado para aplicações em trecho fluvial idealizado, considerado um canal largo ($R_H \approx H$), sendo retilíneo, com seção transversal retangular e com uniformidade das características iniciais médias no plano horizontal, quanto a cada parâmetro modelado. As variáveis de entrada foram a vazão específica do canal (q), a declividade média (S_0) e a distribuição granulométrica dos sedimentos que compõem o leito, considerando os diâmetros representativos d_{50} e d_{90} . As equações e valores de coeficientes constantes que formavam o modelo foram obtidas no Passo 2, baseando-se, principalmente, na obra de Van Rijn (1993), haja visto que buscou-se manter consistência com as formulações matemáticas que geraram a FIGURA 6.

Ainda na fase de desenvolvimento do procedimento, a Equação (47) foi adaptada para a previsão do tempo de equilíbrio de formas de fundo – considerando a ocorrência isolada de *mini-ripples* – em função de parâmetros associados à componente de resistência de superfície ao escoamento (i. e. parâmetros particionados, como u_{*s} e θ_s). Tal adaptação foi feita visando conferir maior subsídio físico à equação originalmente desenvolvida por Coleman et al. (2005), como discutido no fim da Subseção 2.1. Além disto, em análise aos dados que geraram tal equação (FIGURA 7), notou-se que, para a equação de *ripples*, estavam compilados juntamente dados experimentais de *mini* e *mega-ripples*. Então, o objetivo foi separar

dados de t_e apenas para a ocorrência de *mini-ripples*, passando a considerar u^*_s e θ_s como dados de entrada da fórmula.

A adaptação da Equação (47) seguiu três etapas principais, sendo estas: (i) a digitalização dos dados experimentais compilados por Coleman et al. (2005), que subsidiaram a criação da equação original; (ii) o particionamento da tensão de cisalhamento e a adimensionalização destes dados de acordo com a Subseção 2.1 e (iii) a geração da nova equação para o tempo de equilíbrio das *mini-ripples*, por meio da plotagem e regressão em potência dos dados gerados pela etapa (ii).

Na primeira etapa, a pesquisa pelos dados experimentais foi promovida em repositórios científicos nacionais e internacionais, onde não foi possível obter acesso aos trabalhos de Külbörn (1993) e de Raichlen e Kennedy (1965). Além disso, Coleman et al. (2005) citam que os dados obtidos por Nikora e Hicks (1997) foram cedidos pelos autores, não tendo sido publicados explicitamente na literatura.

Desta forma, o procedimento de particionamento foi promovido com base nos experimentos de Baas (1993), sendo esta também a principal fonte de dados para a regressão original da Equação (47). Foram utilizados os dados referentes aos experimentos com areia muito fina ($d_{50} = 0,095$ mm) e areia média ($d_{50} = 0,238$ mm), conforme apresentado na TABELA 2. Como os testes foram promovidos sob diferentes condições de temperatura, os dados experimentais de H , d_{50} , d_{90} , U e u^* foram normalizados à temperatura equivalente de 10 °C, conforme a Equação (49).

$$J_{10} = J_T \left(\frac{v_{10}}{v_T} \right)^{n/3} \quad (49)$$

onde J é o parâmetro a ser normalizado (H , d_{50} , d_{90} , U e u^*), $n = 1$ quando $J = U$ ou u^* , $n = 2$ quando $J = H$, d_{50} ou d_{90} , ν é a viscosidade cinemática da água (m^2/s) e os sufixos T e 10 representam, respectivamente, o dado na temperatura ambiente e na temperatura normalizada a 10 °C.

Em posse de tais informações, seguiu-se para a etapa (ii), onde os dados da velocidade de atrito (u^*) e do parâmetro de *Shields* (θ) totais foram particionados de acordo com o método proposto por Van Rijn (1993), considerando todos os tipos de escoamento (turbulento liso, de transição e rugoso). Para tanto, calculou-se o k_{ss} pela Equação (12), considerando-o no lugar de k_s na Equação (8), posteriormente

substituindo z_{0s} no cálculo de C_s pela Equação (18), sendo, por fim, determinado u_{*s} com base na Equação (17). O parâmetro θ_s foi determinado inserindo-se u_{*s} na Equação (23), substituindo u^* . O QUADRO 4 apresenta a sequência de manipulação das equações para o cálculo de u_{*s} e de parâmetros associados à mobilidade dos sedimentos.

TABELA 2 – DADOS EXPERIMENTAIS ORIGINALMENTE OBTIDOS POR BAAS (1993) PARA AREIA MUITO FINA ($d_{50} = 0,095$ mm) E PARA AREIA FINA ($d_{50} = 0,238$ mm) À TEMPERATURA EQUIVALENTE DE 10 °C

AREIA MUITO FINA									
Teste	d_{50} (mm)	d_{90} (mm)	H (m)	U (m/s)	u^* (m/s)	θ	θ_c	$t_{e\eta}$ (h)	$t_{e\lambda}$ (h)
52	0,109	0,195	0,381	0,263	0,019	0,205	0,104	116,050	102,660
47	0,109	0,195	0,380	0,297	0,021	0,250	0,104	20,240	5,840
42	0,109	0,194	0,394	0,365	0,026	0,384	0,104	60,550	80,260
46	0,106	0,189	0,369	0,421	0,030	0,526	0,107	10,940	30,440
45	0,103	0,185	0,376	0,491	0,034	0,690	0,110	0,860	10,350
44	0,102	0,183	0,389	0,556	0,039	0,919	0,111	0,460	0,500
43	0,107	0,191	0,403	0,626	0,044	0,122	0,106	0,420	0,500
49	0,108	0,194	0,395	0,696	0,049	0,368	0,105	0,310	0,400
AREIA FINA									
Teste	d_{50} (mm)	d_{90} (mm)	H (m)	U (m/s)	u^* (m/s)	θ	θ_c	$t_{e\eta}$ (h)	$t_{e\lambda}$ (h)
120	0,285	0,359	0,390	0,313	0,023	0,115	0,044	249,370	252,370
116	0,276	0,348	0,380	0,345	0,026	0,151	0,045	37,610	37,760
107	0,273	0,344	0,388	0,399	0,030	0,204	0,046	22,420	22,440
114	0,259	0,327	0,357	0,429	0,032	0,244	0,047	2,120	4,430
109	0,268	0,337	0,377	0,483	0,036	0,299	0,046	2,940	2,940
110	0,266	0,336	0,371	0,502	0,037	0,318	0,046	1,180	2,820
106	0,266	0,335	0,372	0,545	0,041	0,391	0,046	0,810	1,390
112	0,261	0,329	0,367	0,581	0,043	0,438	0,047	0,400	1,070
108	0,248	0,312	0,349	0,593	0,045	0,505	0,048	0,420	0,500

FONTE: Adaptado de Baas (1993).

NOTA: $t_{e\eta}$ e $t_{e\lambda}$ referem-se, respectivamente e de modo distinto, ao tempo necessário para o equilíbrio de alturas e espaçamentos das formas de fundo. No estudo de Coleman et al. (2005), tais tempos foram tidos como iguais e plotados sob a mesma distribuição, conforme o gráfico da FIGURA 7.

QUADRO 4 – RESUMO DA NORMALIZAÇÃO E EQUACIONAMENTO PARA O CÁLCULO DOS DADOS PARTICIONADOS

DADOS DE ENTRADA	DADOS NORMALIZADOS A 10 °C	DADOS SECUNDÁRIOS	DADOS PARTICIONADOS
$H_{(Tp)}$	$H_{(10)}$	d^*	$u_{*s(10)}$
$U_{(Tp)}$	$U_{(10)}$	k_{ss}	$\theta_{s(10)}$
$u^*_{(Tp)}$	$u^*_{(10)}$	θ_c	$\theta_s/\theta_{c(10)}$
$d_{50(Tp)}$	$d_{50(10)}$	z_{os}	-
$d_{90(Tp)}$	$d_{90(10)}$	C_s	-
$V_{(Tp)}$	-	-	-
$V_{(10)}$	-	-	-

FONTE: O autor (2020).

Em seguida, os tempos de equilíbrio das formas de fundo (relativos a cada dimensão η ou λ) foram adimensionalizados, utilizando-se dados de u_{*s} (particionado) e d_{50} normalizados à temperatura de 10 °C, conforme a Equação (50). As informações geradas são apresentadas pela TABELA 3.

$$t_{s\eta}^* = \frac{t_{e\eta} u_{*s}}{d_{50}}$$

$$t_{s\lambda}^* = \frac{t_{e\lambda} u_{*s}}{d_{50}} \quad (50)$$

onde $t_{s\eta}^*$ é o tempo de equilíbrio adimensional particionado e relativo à altura das formas de fundo, $t_{s\lambda}^*$ é o tempo de equilíbrio adimensional particionado e relativo ao espaçamento entre as formas de fundo (ler nota da TABELA 2).

A última etapa consistiu na plotagem e regressão da equação particionada para o tempo de equilíbrio das *mini-ripples*. Para tanto, buscou-se seguir o mesmo método promovido por Coleman et al. (2005) (no entanto, desta vez, com dados particionados da TABELA 3). Os dados foram dispostos em um gráfico, com θ_s/θ_c nas abcissas e t_{*s} nas ordenadas, sendo equação gerada por meio de uma regressão de potência em planilha eletrônica. Ressalta-se que, assim como Coleman et al (2005), a metodologia ora exposta agrupará os dados de $t_{s\eta}^*$ e $t_{s\lambda}^*$ (agora particionados, conforme as duas últimas colunas da TABELA 3) em um mesmo parâmetro, nomeando-o como t_{*s} (sendo este o tempo de equilíbrio adimensional particionado).

TABELA 3 – DADOS EXPERIMENTAIS DOS TESTES DE BAAS (1993) APÓS O PARTICIONAMENTO

AREIA MUITO FINA					
Teste	u^*_s (m/s)	θ_s	θ_s/θ_c	$t^*_{s\eta}$ ($\times 10^5$)	$t^*_{s\lambda}$ ($\times 10^7$)
52	0,012	0,086	0,825	472,680	418,142
47	0,014	0,109	1,046	92,670	118,310
42	0,017	0,161	1,547	36,565	46,112
46	0,019	0,221	2,065	12,853	22,791
45	0,023	0,303	2,770	6,744	10,587
44	0,025	0,388	3,496	4,102	4,459
43	0,028	0,469	4,413	4,036	4,805
49	0,032	0,573	5,479	3,263	4,210
AREIA FINA					
Teste	u^*_s (m/s)	θ_s	θ_s/θ_c	$t^*_{s\eta}$ ($\times 10^5$)	$t^*_{s\lambda}$ ($\times 10^7$)
120	0,015	0,051	1,158	485,252	491,090
116	0,017	0,064	1,423	83,267	83,599
107	0,019	0,086	1,887	57,635	57,686
114	0,021	0,105	2,232	6,182	12,919
109	0,024	0,128	2,767	9,297	9,297
110	0,025	0,139	3,010	3,909	9,342
106	0,027	0,164	3,535	2,914	5,001
112	0,028	0,189	4,032	1,561	4,175
108	0,029	0,207	4,278	1,760	2,095

FONTE: O autor (2020).

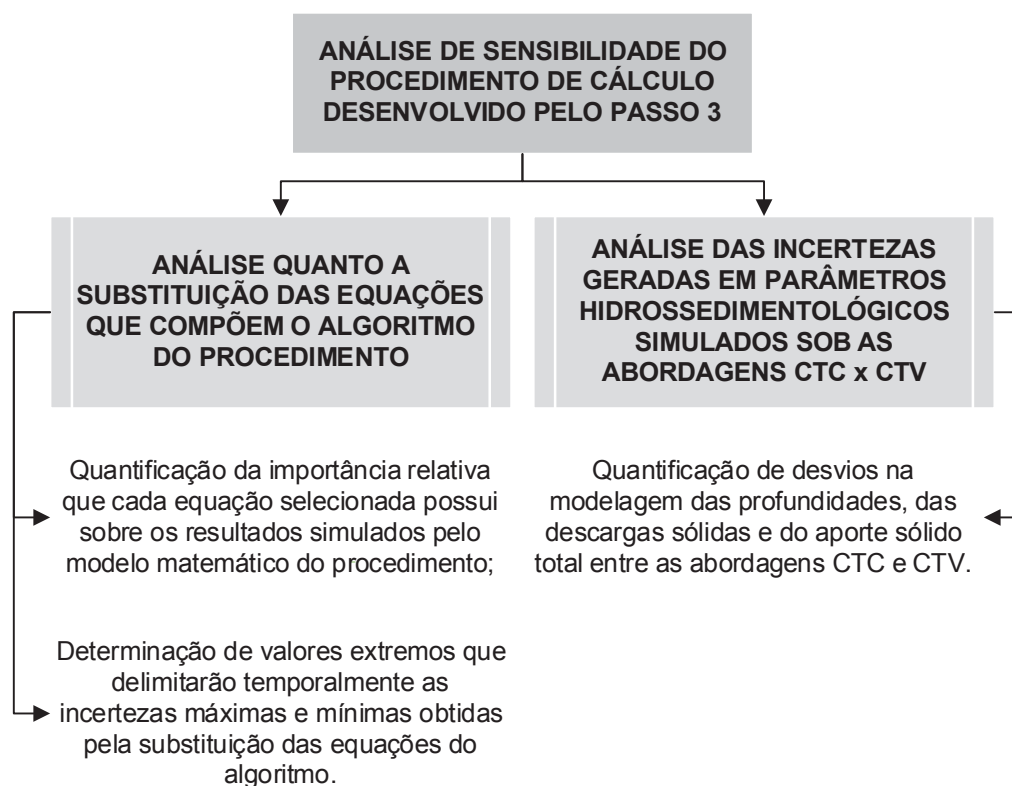
Por fim, os resultados obtidos com o uso da equação sob as abordagens particionada e não-particionada foram contrastados em simulações computacionais do desenvolvimento das formas de fundo, como parte do procedimento de análise de sensibilidade explicado a seguir, pelo Passo Metodológico 4.

3.5 PASSO 4 – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM SIMULAÇÕES SOB REGIME QUASI-PERMANENTE

O Passo 4 envolveu uma análise de sensibilidade nos dados de saída do procedimento preliminar de cálculo desenvolvido pelo Passo 3, sendo promovida sob duas abordagens, conforme a FIGURA 11 – ainda considerando a existência isolada

de *mini-ripples* sob vazão constante em regime *quasi*-permanente. Tal análise visou avaliar o grau de incerteza associado à escolha de um conjunto de equações para formar o modelo hidrossedimentológico, em detrimento de outras equações existentes na literatura, bem como o contraste entre o comportamento do modelo operando sob as abordagens CTC e CTV. Esta investigação quantificou contrastes entre parâmetros de interesse prático da modelagem, como o nível de água e a descarga sólida.

FIGURA 11 – CARACTERÍSTICAS DAS ANÁLISES DE SENSIBILIDADE DO PASSO 4



FONTE: O autor (2020).

As condições de simulação e os dados de entrada do algoritmo para as análises de sensibilidade compreenderam: leito arenoso com distribuição granulométrica contida entre 0,062 mm e 2 mm, com transporte de sedimentos ocorrendo durante toda a simulação ($T > 0$), formas de fundo na faixa de *mini-ripples* ($T \leq 3$ e $d^* \leq 10$) segundo o diagrama de Van Rijn (1993) e apenas a ocorrência de descarga sólida de fundo ($b > 2,5$). As análises visaram também quantificar e observar o comportamento dos dados de saída do modelo quanto à variação do grau de

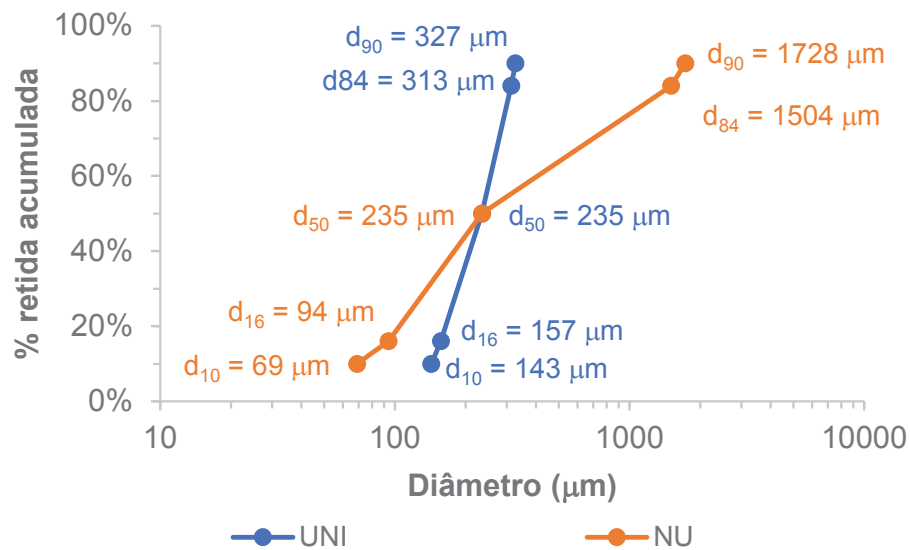
uniformidade da distribuição granulométrica do leito, de modo a não associar os resultados a apenas um cenário de simulação. Assim, definiram-se dois cenários gerais, sendo estes: (i) UNI, no qual utilizou-se sedimento com distribuição uniforme e (ii) NU, com distribuição não-uniforme.

Para ambos os cenários, utilizaram-se $S_0 = 5 \times 10^{-5}$ m/m e $q = 0,72$ m³/s.m, que foram comuns a todos os testes, sendo determinados de modo que as condições de contorno acima descritas fossem verificadas, buscando também a condição máxima de mobilidade dos sedimentos durante a simulação. Para a definição dos diâmetros d_{50} e d_{90} , que foram dados de entrada do algoritmo, foram idealizadas duas curvas granulométricas com aproximação linear, manipulando-se a variância ($\sigma_s^2 = d_{84} / d_{16}$) e o diâmetro médio da distribuição (d_{50}). Para que fossem confirmadas as condições necessárias ao surgimento de *mini-ripples*, com $d^* < 10$, foi adotado sedimento com $d_{50} = 0,235$ mm para todas as simulações, gerando $d^* = 5,94$, conforme a Equação (25).

Para o ajuste das curvas granulométricas, classificando-as como distribuições uniforme e não-uniforme (testes UNI e NU, respectivamente), foram utilizados como base os limites propostos por Soulsby (1997) para σ_g^2 . Para a distribuição uniforme, definiu-se $\sigma_g^2 = 2$ e ajustou-se uma reta a partir de $d_{50} = 0,235$ mm, contemplando as faixas de areias fina e média, segundo a classificação granulométrica de Wentworth. Para a distribuição não-uniforme, definiu-se $\sigma_g^2 = 16$ e almejou-se que a distribuição apresentasse sedimentos compreendendo toda a faixa de areias (muito fina, fina, média e grossa). Para tanto, a distribuição foi ajustada por duas retas de declividades diferentes, tendo como base os valores de d_{50} e σ_g^2 previamente definidos. As curvas granulométricas das distribuições UNI e NU, bem como os valores de seus respectivos diâmetros representativos, são expostos pela FIGURA 12.

De acordo com a FIGURA 11, na primeira fase da análise de sensibilidade, foram selecionadas equações empíricas e faixas de valores de constantes encontradas na literatura, que fossem associadas ao cálculo de um mesmo parâmetro (i. e. mais de uma formulação ou valor utilizado para determinar grandezas como n , k_{ss} , k_{sf} , α , γ , t_e , θ_c , z_0 , u_{*s} e T). A partir disso, foi avaliada a importância relativa que cada formulação selecionada possuiu nos resultados gerados pelo modelo (como H e q_t), em comparação com a escolha de outra equação para o cálculo de um mesmo parâmetro intermediário.

FIGURA 12 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS REPRESENTANDO AS DISTRIBUIÇÕES UNIFORME (UNI, EM AZUL) E NÃO-UNIFORME (NU, EM LARANJA) UTILIZADAS NAS ANÁLISES DE SENSIBILIDADE DO PASSO 4

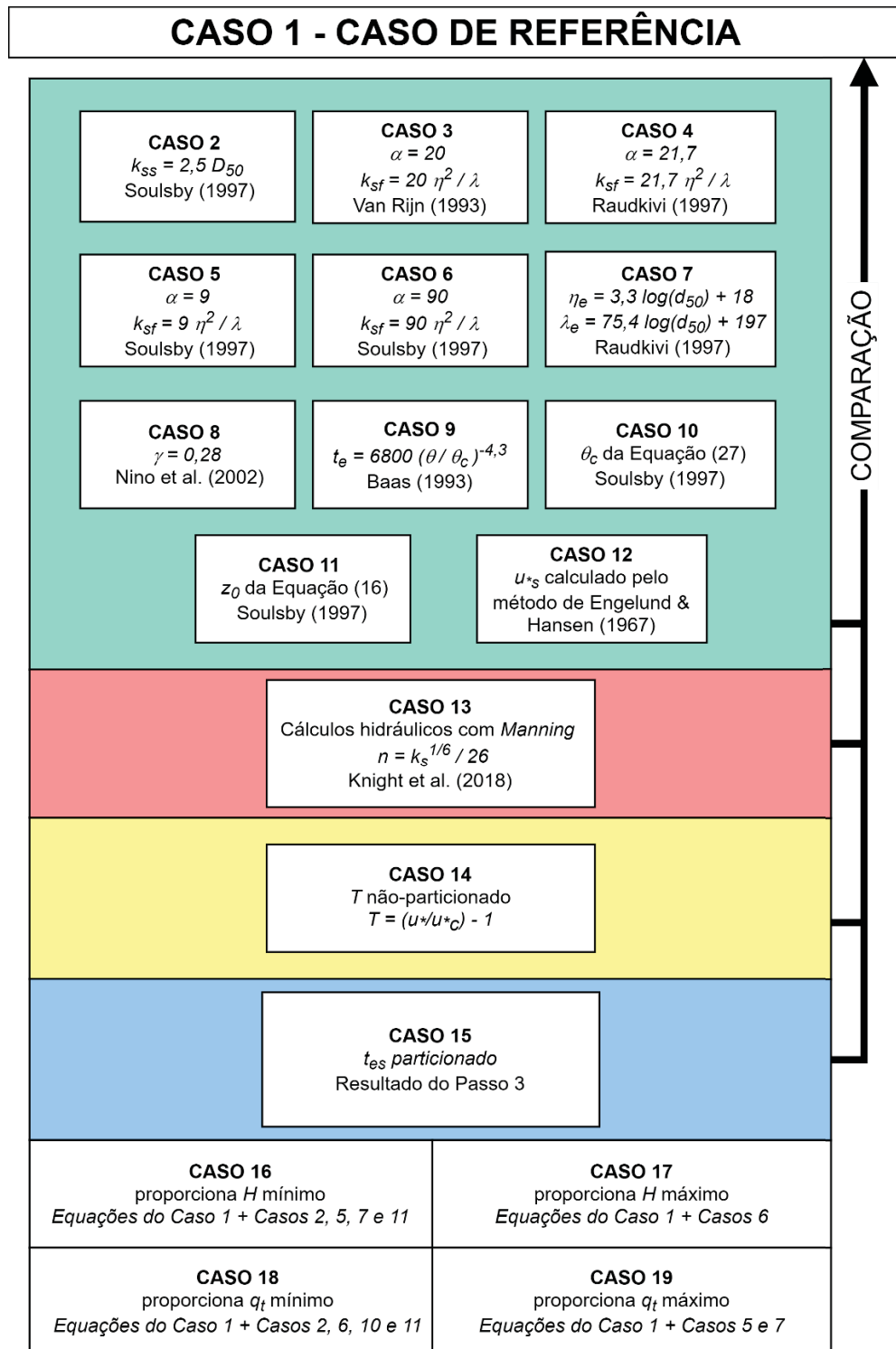


FONTE: O autor (2020).

Para tanto, foram criados 15 Casos de simulação principais, que consistiram em replicar o procedimento de cálculo criado pelo Passo 3 (denominado “caso de referência”), substituindo-se apenas a fórmula de cálculo de um parâmetro hidrossedimentológico específico por vez. As equações utilizadas em cada Caso são apresentadas pela FIGURA 13, sendo definidas visando gerar três níveis principais de análise. Serão contempladas (i) a variação dos métodos de cálculo (em verde); (ii) o efeito do particionamento de t_e (em amarelo); e (iii) variação do módulo hidráulico – considerando o coeficiente de *Manning* (em vermelho). Conforme a FIGURA 13, além dos 15 Casos principais, foram criados os Casos 16 a 19, compostos por equações e valores selecionados de modo a gerar situações onde ocorressem valores máximos e mínimos de H e de q_t .

Inicialmente, os Casos 1 a 19 foram simulados sob a abordagem CTC, nos cenários UNI e NU. Nos testes CTC, os resultados de profundidade e descarga sólida foram avaliados somente na condição de equilíbrio, ocorrente quando $t/t_e = 1$ – visto que tal método de cálculo não considera a evolução temporal das formas de fundo. Para facilitar a análise, em cada cenário, foi criada uma escala horizontal apresentando a dispersão de H_e e Q_{te} gerados nos 15 casos principais, ilustrados em torno dos valores de tais parâmetros para o caso de referência.

FIGURA 13 – DESCRIÇÃO GERAL DOS CASOS DE SIMULAÇÃO DA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO PASSO 4, EXIBINDO EQUAÇÕES SUBSTITUÍDAS EM CADA CASO



FONTE: O autor (2020).

Em seguida, promoveu-se a simulação dos Casos 1 a 19 sob a abordagem CTV, de modo a captar o efeito da evolução temporal das *mini-ripples*, relacionando-o com a substituição das equações que formam o Caso de referência do procedimento. Nesta etapa, os Casos 16 a 19 foram úteis para gerarem envoltórias de incertezas. Com os resultados de H , as envoltórias possuíam limite superior formado pelos resultados do Caso 17, bem como limite inferior formado pelos resultados do Caso 16. Já com em relação aos dados de q_t , a envoltória era delimitada em seu ramo superior pelos resultados do Caso 19, sendo o inferior referente ao Caso 18. Estas envoltórias auxiliaram na visualização do comportamento temporal das simulações dentro de cada Caso, gerando parâmetros comparativos associados às incertezas globais de simulação. Os resultados de cada Caso também foram contrastados com os do Caso de referência, como forma de avaliar a significância dos desvios detectados.

Em todas as etapas deste passo metodológico, tal avaliação de significância de desvios entre os resultados de H e q_t baseou-se em Faixas de Referência para Incertezas (FRI), que representam percentuais geralmente aceitáveis para discrepâncias entre dados de referência e dados gerados pela simulação. Como dados de referência, optou-se por seleccionar os resultados do Caso 1, calculando-se posteriormente os desvios existentes em relação a cada um dos 14 Casos principais restantes. A simulação de H possui FRI aceitável de $\pm 5\%$, segundo Soulsby (1997), estando a FRI aceitável para q_t na faixa entre -50% e 200% , segundo Van Rijn (1984). As FRI foram úteis para determinar a relevância ou irrelevância dos desvios entre os Casos de simulação e o Caso de referência, bem como para avaliar os contrastes existentes entre CTC x CTV.

Na segunda parte da análise de sensibilidade, o algoritmo foi implementado sob as duas abordagens distintas para o cálculo do coeficiente de rugosidade (CTC e CTV). O objetivo foi quantificar as incertezas associadas à escolha do método CTC em detrimento do CTV, apresentando os desvios existentes entre as duas abordagens que se refletem em parâmetros práticos de projeto, como a distribuição de profundidades e o aporte sólido total modelados. Foram analisados também os resultados de cenários associados às profundidades máxima e mínima, bem como à descarga sólida total máxima e mínima, as quais incluíram os resultados do caso de referência.

3.6 PASSO 5 – ADAPTAÇÃO DO PROCEDIMENTO DE CÁLCULO CONSIDERANDO ESCOAMENTO QUASI-TRANSIENTE

O Passo 5 envolveu a adaptação do procedimento de cálculo desenvolvido pelo Passo 3, aplicável sob regime *quasi*-permanente, para uso em simulações de escoamentos fundamentalmente transientes (ondas de cheia). Tal adaptação contemplou uma discretização de hidrogramas e ampliação da planilha de cálculos, cujo comportamento foi aferido por meio de simulações hidráulicas realizadas no modelo HEC-RAS (BRUNNER, 2010; 2016). Esse modelo resolve as equações 1D de *Saint-Venant*, que expressam a conservação de massa e quantidade de movimento em escoamentos transientes com superfície livre da hidráulica fluvial e de canais abertos [Equações (1) e (2)]. As equações governantes são discretizadas pelo método das diferenças finitas e resolvidas considerando diferentes tipos de condições de contorno.

3.6.1 Procedimento para a conversão e discretização de hidrogramas de cheia de regime transiente para regime *quasi*-transiente

O hidrograma de cheia consiste na representação temporal das vazões obtidas em uma seção transversal do escoamento – equivalendo a uma condição essencialmente transiente. Como o procedimento de simulação hidrossedimentológica desenvolvido pelo Passo 3 é capaz de modelar apenas escoamentos em regime *quasi*-permanente, foi necessário adaptá-lo, a fim de representar a passagem da onda de cheia ao longo do trecho fluvial. Para tanto, foi criado um método de discretização dos ramos contínuos de ascensão e recessão do hidrograma transiente, representando-se a variação de vazão na forma de degraus (i. e. “janelas” com amplitude temporal definida e constante), considerando nelas o escoamento em regime permanente. Desta forma, a simulação sucessiva dos degraus proporcionaria uma condição de regime *quasi*-transiente, ao considerar-se a análise como um todo.

No hidrograma discretizado, cada degrau é caracterizado por uma janela temporal de amplitude Δt , iniciada em um instante t_i e com fim em um instante $t_{i+\Delta t}$, cuja vazão atribuída representa a variação média da curva do hidrograma transiente no período considerado. A determinação da vazão representativa em cada degrau foi

promovida pelo cálculo da média aritmética entre as vazões do hidrograma transiente ocorrendo nos instantes t_i e $t_{i+\Delta t}$, conforme a Equação (51).

$$Q = \frac{Q_t + Q_{t+\Delta t}}{2} \quad (51)$$

onde Q , neste caso, é a vazão representativa para o degrau (m^3/s), Q_t é a vazão no início da janela em instante de tempo t_i (m^3/s), $Q_{t+\Delta t}$ é a vazão no fim da janela em instante de tempo $t_i+\Delta t$ (m^3/s). O sufixo t representa o instante de tempo no início do degrau e o sufixo Δt representa a resolução/amplitude do degrau.

Para avaliar o efeito desta discretização temporal sobre a estimativa de parâmetros hidráulicos do escoamento, foi promovida preliminarmente a simulação de uma onda de cheia idealizada em um canal teórico, com características de trecho fluvial e sob a ocorrência exclusiva de *mini-ripples* em seu leito. Tal onda de cheia foi simulada no modelo HEC-RAS, considerando-se tanto o seu hidrograma no modo transiente, quanto no modo *quasi*-transiente discretizado em degraus. Neste caso, foram consideradas diferentes resoluções temporais Δt , que vão de um minuto a seis horas, de modo a avaliar a amplitude a partir da qual os degraus discretizados representariam adequadamente a condição *quasi*-transiente. Esta avaliação foi promovida com base nos desvios existentes entre as profundidades geradas tanto pelo hidrograma transiente, quanto pelo discretizado em degraus.

As simulações também foram úteis para avaliar a existência de regime *quasi*-uniforme ao longo do canal, condição esta que corresponde a um dos critérios de aplicação das equações de hidráulica fluvial utilizadas por este estudo. Para tanto, foram colhidos hidrogramas de nível nas seções montante, central e jusante do trecho simulado, analisando-se os desvios entre elas.

Nestas simulações, adotaram-se as mesmas condições de inclinação constante do leito e de granulometria, que foram definidas para o trecho simulado na análise de sensibilidade do Passo 4, correspondendo, respectivamente, a $S_o = 5 \times 10^{-5}$ m/m, $d_{50} = 0,235$ mm e $d_{90} = 0,327$ mm (distribuição UNI).

Em seguida, foi dimensionado o hidrograma de cheia utilizado nestas simulações, empregando-se um hidrograma sintético de forma triangular. Tal hidrograma foi definido por uma vazão de pico (Q_p) e por uma vazão de base (Q_b), esta última que, por sua vez, marcou o início e o fim dos períodos de ascensão e

recessão do hidrograma. Tais vazões foram determinadas em planilha eletrônica, com o auxílio do complemento *Solver*, concomitantemente à definição da largura do canal (B). Isto ocorreu já que um dos objetivos da simulação é garantir a existência da condição de canal largo, como forma de desconsiderar a resistência ao escoamento gerada pelas margens. Para tanto, foi satisfeita a condição $B \geq 40H$, sendo H um parâmetro iterativo à definição de Q_b e Q_p , o que também torna iterativa a obtenção de B .

Inicialmente, procedeu-se com o dimensionamento de Q_p , visto que, como esta vazão proporcionará a maior profundidade da simulação *quasi*-transiente, tal cenário age como limitante por gerar iterativamente o maior valor possível de B , que, uma vez definido, foi utilizado durante todo o restante da modelagem. Assim, utilizou-se $Q_p = 335 \text{ m}^3/\text{s}$ e $B = 140 \text{ m}$.

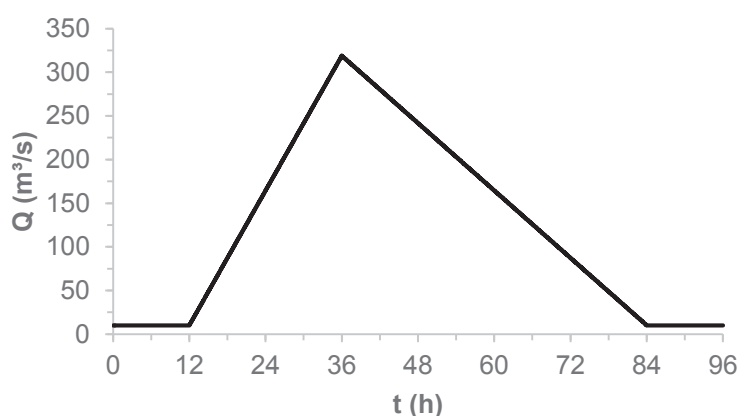
Em seguida, Q_b foi definida de modo a gerar condições de transporte de sedimentos por descarga de fundo, sendo $T_s > 0$. Foi considerada a condição de leito plano (baixo transporte) no início da simulação – período que contém a menor capacidade de transporte da cheia – garantindo, consequentemente, o transporte de sedimentos sempre ativo durante a simulação. Assim, utilizou-se $Q_b = 14,9 \text{ m}^3/\text{s}$.

Em seguida, conduziu-se o dimensionamento dos tempos de pico (t_p) e de base (t_b) do hidrograma, onde, respectivamente, ocorre Q_p e volta a ocorrer Q_b . Este dimensionamento foi promovido visando garantir uma relação de proporcionalidade entre os instantes de tempo supracitados e as resoluções temporais aceitas como dado de entrada para simulações transientes dentro do *software* HEC-RAS. Tal condição, posteriormente, facilitou a discretização do hidrograma *quasi*-transiente, de forma que os instantes $t = t_p$ e $t = t_b$ não estivessem contidos no interior de um degrau Δt qualquer, mas sim, que fizessem parte de seus extremos. Assim, foram adotados valores de $t_p = 24 \text{ h}$ e $t_b = 72 \text{ h}$, sob a relação de proporcionalidade $t_b = 3 t_p$. Realizando-se uma análise retroativa seguindo a metodologia proposta pelo instituto Soil Conservation Service (1972), que apresenta o dimensionamento de hidrogramas unitários triangulares sintéticos, tais tempos de pico e base seriam obtidos em uma bacia de área igual a 2200 km^2 , sob uma precipitação efetiva de 20 mm , o que forneceria $t_b \approx 72 \text{ h}$ e $t_p \approx 27 \text{ h}$.

Nas simulações com o HEC-RAS, definiu-se que o canal operaria sob a ação de Q_b durante as doze primeiras horas de simulação, visando promover um regime permanente antes do início da onda de cheia. De modo similar, acresceu-se um

período de 12 h com ocorrência de Q_b , logo após o ramo de recessão do hidrograma. As vazões de base e de pico foram conectadas por duas linhas retas, representando os ramos de ascensão e recessão, que é apresentado em sua forma final pela FIGURA 14.

FIGURA 14 – HIDROGRAMA DE CHEIA CONTÍNUO UTILIZADO NAS SIMULAÇÕES IMPLEMENTADAS NO HEC-RAS E POSTERIORMENTE DISCRETIZADO PARA A CONDIÇÃO QUASI-TRANSIENTE



FONTE: O autor (2020).

3.6.2 Aferição do procedimento

Como o objetivo principal desta etapa de simulações foi verificar a condição de regime *quasi*-transiente, proposto pela discretização do hidrograma transiente em degraus de regime *quasi*-permanente, seguiu-se com a modelagem hidráulica dos hidrogramas de cheia expostos da FIGURA 15 à FIGURA 21 (situados à esquerda, em cinza), utilizando-se o modelo HEC-RAS. Para cada resolução Δt definida, foram conduzidos dois tipos de simulação, que consideraram: (i) a passagem da onda de cheia sob condições transientes do hidrograma, utilizando-se o módulo de escoamento não-permanente do HEC-RAS e (ii) a passagem da onda de cheia sob as condições do hidrograma discretizado, com a variação de vazão representada pela simulação sucessiva de degraus em regime permanente, utilizando-se o módulo de escoamento permanente do HEC-RAS. Em todas estas simulações, a resistência ao escoamento foi representada com n constante e relativo à condição de equilíbrio ($n = 0,026$, calculado durante o dimensionamento de Q_p), desconsiderando-se interações existentes entre a evolução das formas de fundo e os parâmetros hidráulicos do fluxo.

Inicialmente, foi implementada a geometria do canal no HEC-RAS, representando um trecho de 1000 m dividido em 21 seções transversais, obtidas por meio de interpolação linear e equidistantes em 50 m, contendo todas as características já explicitadas pela Subseção 3.6.1.

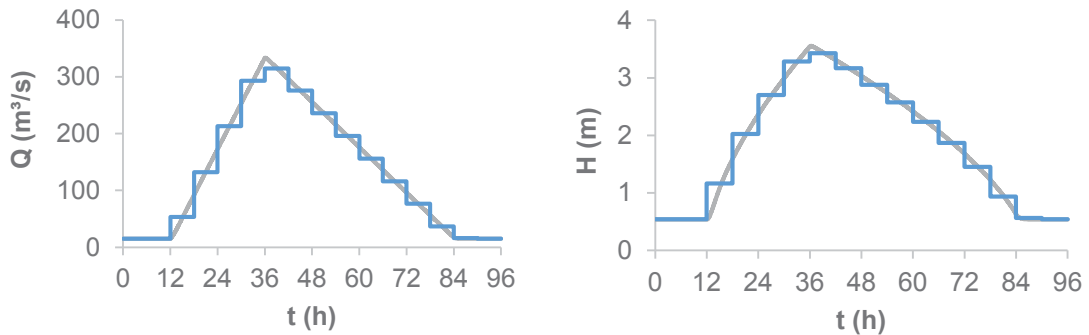
Em seguida, como condição de contorno para as simulações da onda de cheia em regime transiente, definiu-se que a seção montante do trecho seria alimentada pelo hidrograma da FIGURA 14, bem como restringiu-se a simulação dos parâmetros hidráulicos da seção jusante do trecho à condição de “profundidade normal”, que considera a existência de escoamento uniforme na seção. Então, com base na condição de *Courant*, definindo-a como sendo menor que um, utilizou-se como passo de tempo da simulação o intervalo de 30 segundos. Salienta-se que tal passo de tempo não se refere à amplitude Δt , que representa a discretização do hidrograma em regime *quasi*-transiente, mas sim ao intervalo temporal usado nos cálculos do modelo.

Com a realização da simulação em regime transiente, obtiveram-se os hidrogramas de vazão nas seções central ($x = 500$ m) e jusante ($x = 1000$ m) do canal, bem como os hidrogramas de nível nas seções montante ($x = 0$ m), central e jusante. A resolução temporal de saída definida para estes hidrogramas foi de um minuto.

Em seguida, em posse dos hidrogramas de vazão gerados pela simulação transiente para as três seções transversais, prosseguiu-se com a sua discretização em degraus, conforme o procedimento exposto no início da Subseção 3.6.1. O hidrograma foi dividido em degraus com amplitudes Δt , cujas vazões foram calculadas conforme a Equação (51). Para tanto, com enfoque em simulações indo de resoluções mais grosseiras até valores mais refinados, definiram-se sete valores de Δt , sendo estes iguais a 6 h, 2 h, 1 h, 30 min, 10 min, 5 min e 1 min. Os hidrogramas discretizados são apresentados da FIGURA 15 à FIGURA 21, sobrepostos aos respectivos hidrogramas em regime transiente.

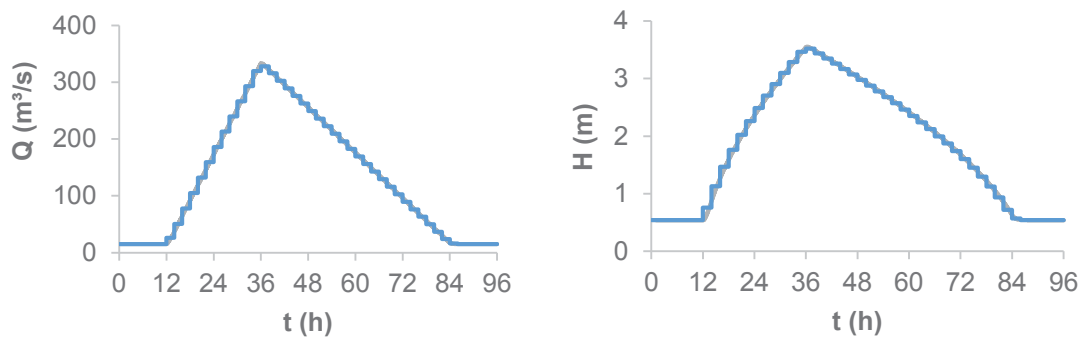
Então, prosseguiu-se para a simulação do hidrograma de vazão discretizado, sob sucessivas simulações de regimes permanentes para as vazões de cada degrau, também se utilizando a condição de contorno referente à “profundidade normal” na seção jusante. Desta forma, obtiveram-se também os hidrogramas de nível na forma discretizada, para as seções montante, jusante e central, com resolução temporal de um minuto, que são também apresentados da FIGURA 15 à FIGURA 21 (à direita) – em sobreposição aos respectivos hidrogramas de nível na condição transiente.

FIGURA 15 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 6$ h



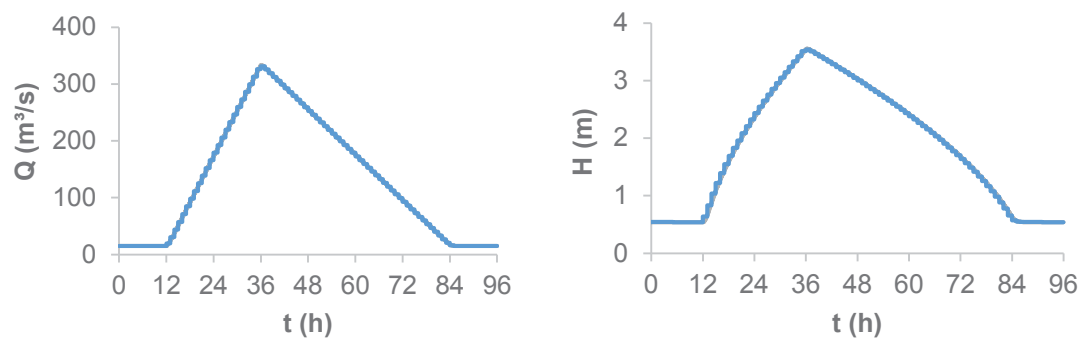
FONTE: O autor (2020).

FIGURA 16 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 2$ h



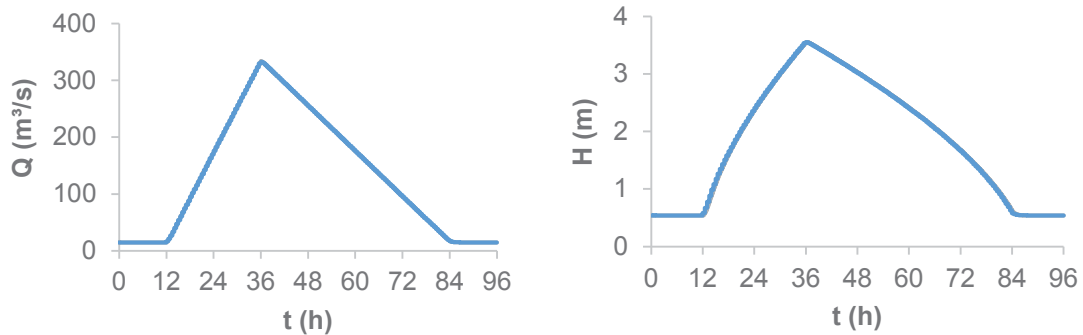
FONTE: O autor (2020).

FIGURA 17 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 1$ h



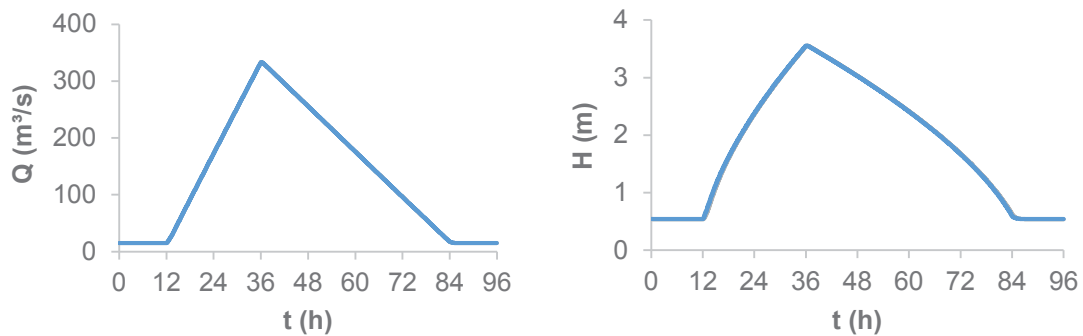
FONTE: O autor (2020).

FIGURA 18 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 30$ min



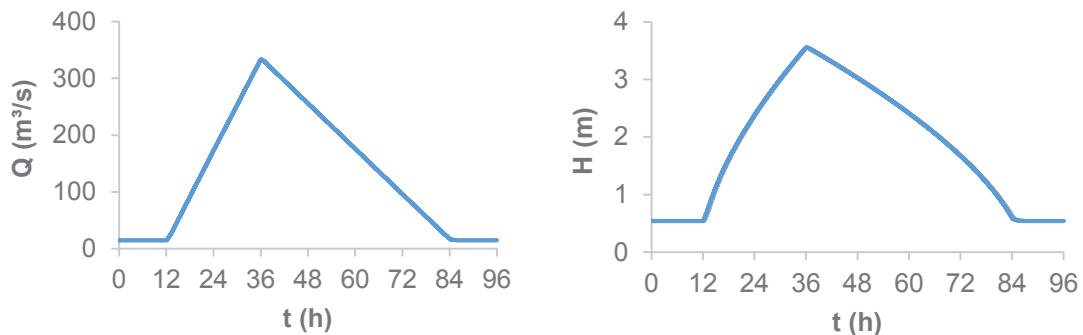
FONTE: O autor (2020).

FIGURA 19 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 10$ min



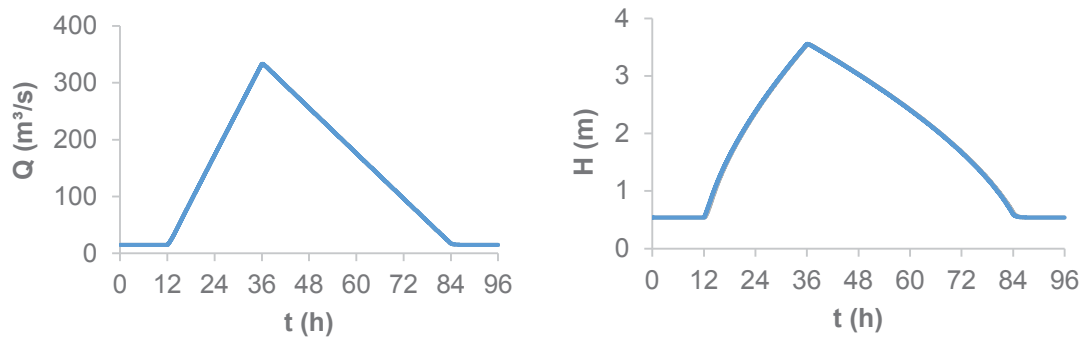
FONTE: O autor (2020).

FIGURA 20 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 5$ min



FONTE: O autor (2020).

FIGURA 21 – HIDROGRAMAS EXIBINDO AS VAZÕES (À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (À DIREITA) OBTIDAS NA SEÇÃO CENTRAL DO TRECHO, SIMULADAS EM REGIMES TRANSIENTE (EM CINZA) E PELA APROXIMAÇÃO DE REGIME QUASI-TRANSIENTE (EM AZUL) SOB A RESOLUÇÃO TEMPORAL $\Delta t = 1 \text{ min}$



FONTE: O autor (2020).

Então, foram calculados os desvios percentuais entre as profundidades simuladas na condição transiente e em degraus permanentes, conforme a Equação (52). Este procedimento foi realizado com os hidrogramas de nível das três seções transversais em análise, objetivando verificar se os desvios eram superiores a $\pm 5\%$, sendo este o patamar de referência aceitável para incertezas na modelagem de profundidades, segundo Soulsby (1997). Em seguida, foi contabilizado o tempo total em que tais desvios superaram o patamar de referência, na seção central e para cada simulação, que são apresentados pela FIGURA 22.

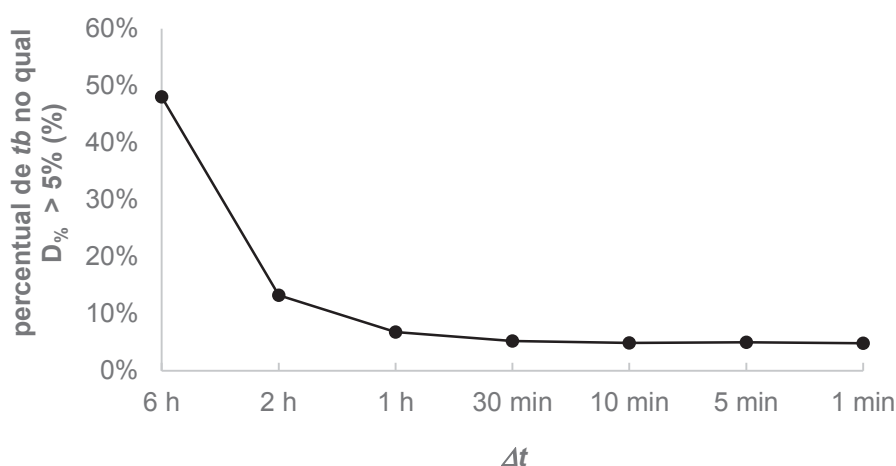
$$D_{\%} = \frac{H_t - H_d}{H_t} * 100 \quad (52)$$

onde H_t é a profundidade no instante t gerada pela simulação do hidrograma de cheia transiente (m) e H_d é a profundidade, no mesmo instante t , gerada pela simulação do hidrograma discretizado em degraus (m) e $D_{\%}$ é o desvio percentual entre H_t e H_d (m).

No gráfico da FIGURA 22, percebe-se que a importância relativa dos desvios diminui gradativamente, conforme a resolução Δt dos degraus é refinada – i. e. a condição transiente é melhor representada pela discretização do hidrograma em degraus sob menores resoluções. Nota-se, também, que a curva assume comportamento assintótico a partir da resolução $\Delta t = 1 \text{ h}$. Isso significa que reduzir Δt além deste valor não gera melhoria significativa na capacidade de descrição do hidrograma. Com isso, $\Delta t = 1 \text{ h}$ foi considerada uma resolução adequada para a

discretização do hidrograma transiente da passagem da onda de cheia pelo trecho. Também equivale dizer que tal resolução foi formada por 72 “janelas” de regimes *quasi*-permanentes, para representar uma cheia com tempo de base de 72 horas. Sob tal resolução, o tempo onde os desvios estiveram fora do patamar de referência para incertezas foi de 4,87 horas, ocorrente principalmente próximo ao início do ramo de ascensão e ao fim do ramo de recessão do hidrograma. Entende-se, com isto, que a consideração de regime *quasi*-transiente, aqui proposta para compor o procedimento de cálculo, pode ocasionar desvios significativos nas estimativas de nível de água em até 6,8% da duração do hidrograma.

FIGURA 22 – TEMPO EM QUE OS DESVIOS EM H FORAM SUPERIORES AO PATAMAR DE REFERÊNCIA ACEITÁVEL PARA INCERTEZAS RELATIVAMENTE À DURAÇÃO TOTAL DA CHEIA PARA CADA RESOLUÇÃO Δt

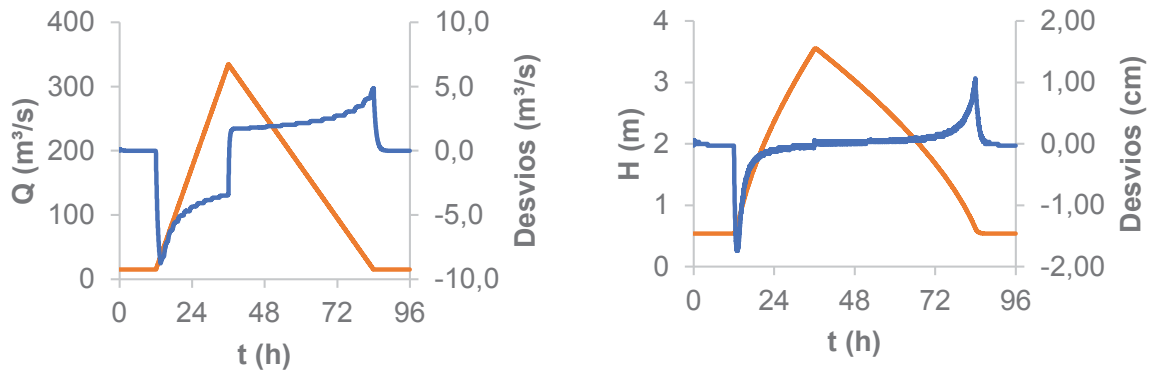


FONTE: O autor (2020).

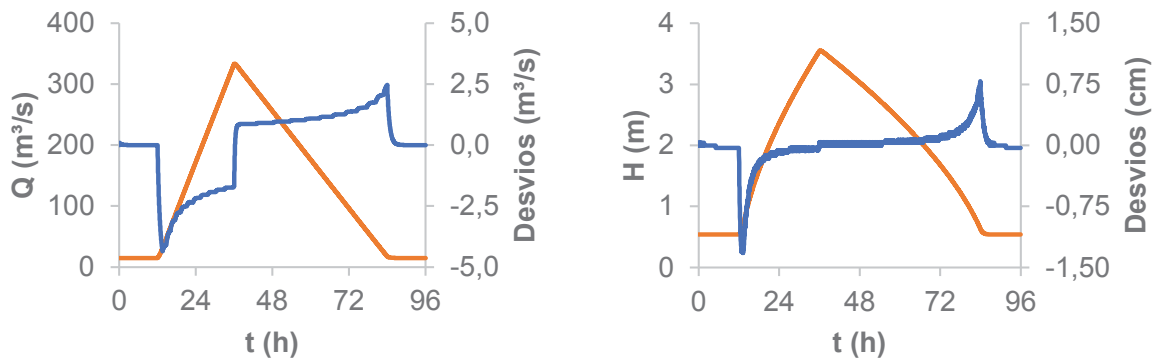
Foram também comparados os desvios obtidos entre as profundidades simuladas nas seções transversais montante, central e jusante, como forma de verificar a condição de escoamento em regime uniforme ao longo do canal, para a resolução $\Delta t = 1$ h. Conforme observa-se na FIGURA 23, os desvios entre as seções montante, central e jusante possuíram valor máximo de 1,7% para H – dentro, portanto, do patamar de referência aceitável para incertezas de nível. Para a vazão, os desvios chegaram a 25%, mas somente nas proximidades do início do ramo de ascensão e do final do ramo de recessão do hidrograma. No restante do tempo, os desvios foram, em geral, inferiores a 5% para a vazão.

FIGURA 23 – RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DA ONDA DE CHEIA EM REGIME QUASI-TRANSIENTE COM $\Delta t = 1h$, EXIBINDO OS DESVIOS ABSOLUTOS (EM AZUL) OBTIDOS ENTRE AS VAZÕES (GRÁFICOS À ESQUERDA) E AS PROFUNDIDADES (GRÁFICOS À DIREITA) ENTRE AS SEÇÕES TRANSVERSAIS DO TRECHO, APRESENTADOS EM SOBREPOSIÇÃO AOS HIDROGRAMAS DE VAZÃO E NÍVEL DA SEÇÃO CENTRAL (EM LARANJA)

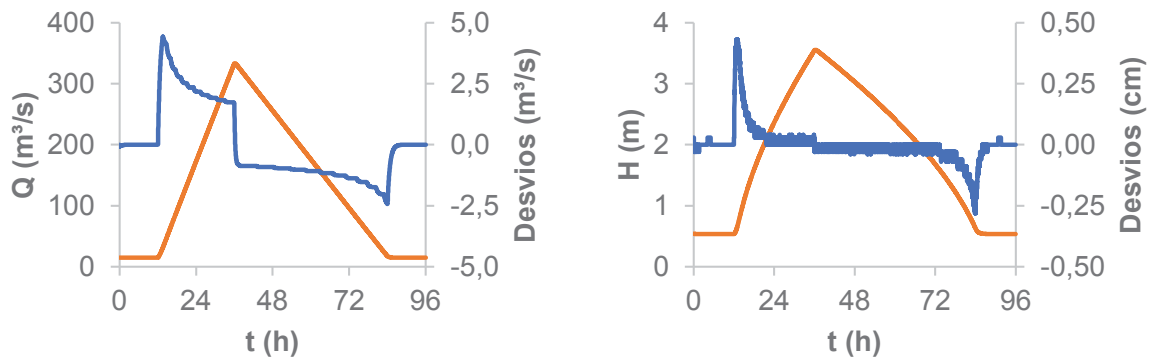
DESVIOS ENTRE AS SEÇÕES MONTANTE E JUSANTE



DESVIOS ENTRE AS SEÇÕES CENTRAL E MONTANTE



DESVIOS ENTRE AS SEÇÕES CENTRAL E JUSANTE



FONTE: O autor (2020).

3.7 PASSO 6 – SIMULAÇÕES EXPLORATÓRIAS APLICADAS A ONDAS DE CHEIA

O Passo 6 envolveu a aplicação da versão final do procedimento de cálculo sob condições de vazão variável (ondas de cheia), com ocorrência de *mini-ripples* ou dunas. O sistema hidrossedimentológico representado consistiu em um trecho de canal retilíneo, com escoamento *quasi*-transiente, de seção transversal retangular, sob condição de canal largo, com escoamento predominantemente unidirecional, turbulento e subcrítico e de propriedades uniformes, com leito arenoso e de declividade constante. Todos os parâmetros hidrossedimentológicos envolvidos na análise foram considerados representativos das condições do trecho simulado.

Foram promovidas duas análises separadamente – a primeira considerou apenas o desenvolvimento de *mini-ripples* e a segunda considerou a ocorrência isolada de dunas. A metodologia empregada nestas análises será detalhada a seguir, pelas Subseções 3.7.1 e 3.7.2, respectivamente.

3.7.1 Simulação de ondas de cheia com desenvolvimento de *mini-ripples*

Nesta etapa, objetivou-se avaliar os contrastes obtidos entre as profundidades geradas pelo modelo hidrossedimentológico, quando este era submetido ao uso distinto das abordagens CTC e CTV no cômputo da resistência ao escoamento, com desenvolvimento isolado de *mini-ripples*. Assim, ao fim do processo foi possível determinar, com base no patamar de referência para incertezas na modelagem de H , o tempo total em que os desvios entre H gerados pelas abordagens CTC e CTV foram relevantes. Foi também investigada a influência da magnitude da taxa de desenvolvimento das formas de fundo nestes desvios, por meio da manipulação de seu tempo de equilíbrio em diferentes cenários.

De modo geral, as simulações promovidas neste passo foram implementadas em um canal idealizado, cujas características geométricas e granulométricas foram dimensionadas de acordo com critérios estabelecidos na literatura – com destaque para Van Rijn (1993), quanto às faixas de ocorrência de diferentes tipos de formas de fundo. Tais critérios buscaram, principalmente, isolar o efeito da evolução morfológica das *mini-ripples* de possíveis interferências físicas causadas por outros fenômenos

hidrossedimentológicos, que poderiam intervir na contabilização da resistência ao escoamento e no caráter exploratório desta etapa do estudo.

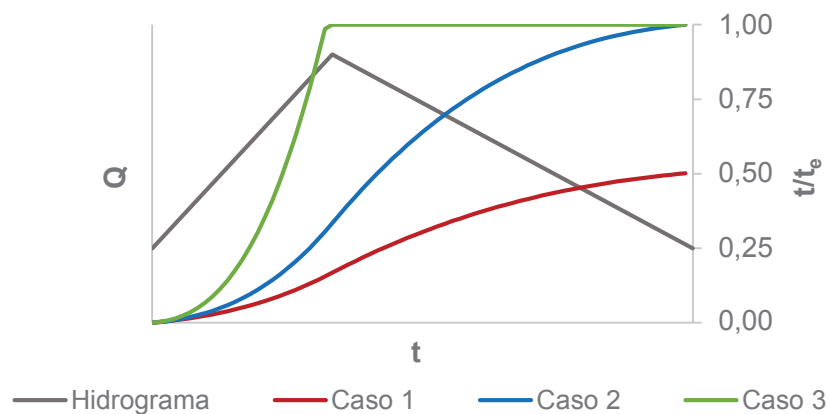
Os hidrogramas de cheia utilizados nos testes também foram idealizados, possuindo forma triangular e uma relação constante $t_b/t_p = 3$, de modo a padronizar e facilitar as simulações. Em termos gerais, o dimensionamento destes hidrogramas (a ser detalhado nesta Subseção) foi promovido concomitantemente ao dimensionamento das características geométricas e granulométricas do canal, visando, em todos os passos de tempo, garantir as seguintes condições de contorno: (a) ocorrência isolada de *mini-ripples* ($T \leq 3$ e $d^* \leq 10$); (b) transporte de sedimentos sempre ativo no trecho ($T > 0$); (c) efeito desprezível da resistência ao escoamento gerada pelas margens do canal, por meio da condição de canal muito largo (onde $B/H \geq 40$); (d) leito com propriedades não-coesivas, formado por sedimento arenoso de distribuição uniforme; (e) escoamento com comportamento *quasi*-uniforme e *quasi*-transiente no trecho; e (f) vazão de base que proporcione condição inicial de leito plano (baixo transporte) no primeiro passo de tempo do ramo de ascensão do hidrograma – satisfazendo o critério inicial para uso da Equação (44), que contabiliza a evolução temporal das *mini-ripples*.

Tal dimensionamento também respeitou as condições impostas pela criação de três **Cenários Gerais** de simulação, que visaram investigar o efeito da magnitude da taxa de desenvolvimento das formas de fundo nos desvios em H , entre as abordagens CTC e CTV. Para tanto, o tempo de equilíbrio das *mini-ripples* [$t_e = f(d_{50}) = cte$, segundo Coleman et al. (2005)] foi definido como uma das variáveis de controle do dimensionamento, estabelecendo-se uma relação com t_b e t_p , que propiciava o controle do grau de desenvolvimento das formas de fundo, relativamente à duração total da onda de cheia.

A título de exemplo, em uma simulação na qual o desenvolvimento relativo das formas de fundo (t/t_e) possua valor < 1 no instante $t = t_b$, ou seja, se $t_b/t_e < 1$, o estado de equilíbrio nunca é atingido durante a passagem da onda de cheia. O caso contrário ocorre quando t/t_e atinge valor $= 1$ antes do instante $t = t_b$, propiciando o equilíbrio das formas de fundo, o que torna suas dimensões constantes durante toda a simulação (para *mini-ripples*). Esse controle permitiu variar a importância relativa do desenvolvimento das formas de fundo no cômputo de parâmetros hidrossedimentológicos do escoamento de cheia.

No **Cenário Geral 1**, foram gerados hidrogramas que proporcionassem $t_b/t_e = 0,5$, de modo que a condição de equilíbrio das *mini-ripples* nunca fosse atingida durante a simulação. Isto fez com que, no último passo de tempo (que compreende o instante $t = t_b$), tais elementos possuísem $\eta(t)$ e $\lambda(t)$ relativos a 50% do seu período total de desenvolvimento. Já no **Cenário Geral 2**, foram gerados hidrogramas cuja relação t_b/t_e fosse igual a 1, de modo que o equilíbrio fosse atingido dentro do último passo de tempo do hidrograma, fazendo com que a evolução das formas de fundo fosse capturada pelo modelo durante toda a simulação. Por fim, no **Cenário Geral 3**, foram gerados hidrogramas cuja condição de equilíbrio ocorresse simultaneamente à vazão de pico, quando $t_e = t_p$, sendo $\eta(t)$ e $\lambda(t)$ constantes e iguais aos seus valores de equilíbrio durante o restante da simulação. A FIGURA 24 apresenta um exemplo ilustrando o comportamento do parâmetro t/t_e para cada um dos 3 cenários. Nela, é possível observar que a taxa de desenvolvimento das formas de fundo cresce, do Cenário 1 ao Cenário 3, relativamente à duração total do hidrograma de cheia, sendo o primeiro com as menores e o último com as maiores taxas.

FIGURA 24 – COMPORTAMENTO DO PARÂMETRO t/t_e PARA OS CENÁRIOS 1, 2 E 3 (CURVAS COLORIDAS RELACIONADAS AO EIXO VERTICAL SECUNDÁRIO) RELATIVAMENTE AOS RAMOS DO HIDROGRAMA DE CHEIA (RELACIONADO AO EIXO VERTICAL PRIMÁRIO)



FONTE: O autor (2020).

Para avaliar se os resultados das simulações sob os três Cenários Gerais definidos possuiriam alguma dependência ou correlação com a magnitude de t_b , decidiu-se observar a passagem de ondas de cheia por meio de duas bacias teóricas distintas. A primeira, Bacia A, foi definida para gerar um hidrograma em seu exutório contando com $t_b = 12$ h e $t_p = 4$ h. A segunda, Bacia B, foi dimensionada para gerar

um hidrograma com $t_b = 6$ h e $t_p = 2$ h. Ambas as bacias respeitaram a relação $t_b/t_p = 3$ previamente fixada. Teoricamente, as distinções entre ambas as bacias seriam geradas pela manipulação da área de drenagem e da precipitação efetiva que causam cada onda cheia.

Assim, foram gerados ao todo seis **Cenários Específicos** de simulação, compostos pelos hidrogramas representando os três Cenários Gerais divididos entre as bacias A e B. O hidrograma de cada cenário foi simulado tanto pela abordagem CTC quanto pela CTV, para posterior cálculo dos desvios obtidos nos parâmetros de interesse.

Para garantir que os resultados fossem comparáveis entre si, as grandezas adotadas para a geometria e granulometria do canal tiveram de possuir o mesmo valor para todos os seis Cenários Específicos, como forma de isolar apenas os efeitos hidrossedimentológicos da cheia nas investigações. Em suma, seria o mesmo que considerar a passagem de ondas de cheia com diferentes magnitudes em um mesmo canal. Com isto, também determinou-se apenas uma vazão de base comum a todos os Cenários – visto que a vazão de base deve proporcionar condição de leito plano ($k_{sf} = 0$), o que torna a resistência ao escoamento apenas dependente de k_{ss} (que é constante e função apenas da granulometria do canal, também constante). Todos estes fatores tornaram necessário o dimensionamento simultâneo dos hidrogramas e da geometria/granulometria do canal, que foi promovida iterativamente.

Para tanto, implementou-se em uma planilha eletrônica o algoritmo do modelo hidrossedimentológico do escoamento *quasi*-transiente, sob a abordagem CTV, que foi previamente gerado pelo Passo 3 e adaptado pelo Passo 5. O método CTV foi adotado por configurar a condição mais crítica em relação aos parâmetros de interesse. Na planilha, a definição de valores e a verificação do dimensionamento era promovida em duas etapas, visando atender a todos os critérios de modelagem pré-estabelecidos.

Em cada iteração, a primeira etapa consistia em definir os parâmetros que seriam constantes nos seis Cenários (Q_b , B , S_0 , d_{50} , d_{90}). Já a segunda etapa consistia em definir a vazão de pico, para cada Cenário, gerando-se os hidrogramas triangulares de cada simulação.

Nesta última etapa, o valor de Q_p em cada Cenário era determinado de maneira indireta pelo uso do coeficiente C_Q [Equação (53)], que consiste na razão entre Q_p (que varia a cada Cenário) e Q_b (constante para todas as simulações). Para

tanto, adotava-se um valor para C_q , calculando-se Q_p por meio da Equação (53). Dispondo-se das vazões principais e dos tempos de base e de pico (já pré-definidos) do hidrograma em dimensionamento, o mesmo era discretizado em degraus conforme o método proposto e testado pelo Passo 5. O hidrograma triangular era dividido em 72 passos de tempo, número que, de acordo com a Subseção 3.6.2, foi capaz de representar com baixos desvios os hidrogramas *quasi*-transientes, com vazões máximas na ordem da centena em m^3/s . Tal discretização gerou amplitudes $\Delta t = 10$ min para a Bacia A e $\Delta t = 5$ min para a Bacia B, para cada passo de tempo.

$$C_q = \frac{Q_p}{Q_b} \quad (53)$$

onde C_q é o coeficiente de vazão.

Neste processo, as vazões nos instantes finais de cada passo de tempo Δt eram calculados conforme as Equações (54) (para o ramo de ascensão do hidrograma) e (55) (para o ramo de recessão), também adotando-se tais valores como representativos para o instante inicial do passo de tempo seguinte. Então, a vazão média representativa para cada degrau era calculada de acordo com a Equação (56), gerando-se o hidrograma discretizado.

$$Q_{fi} = Q_b + (Q_p - Q_b) \frac{t_{fi}}{t_p} \quad (54)$$

onde Q_{fi} é a vazão no fim do passo de tempo Δt_i (m^3/s), t_{fi} é o instante final do passo de tempo Δt_i (h) e t_p é o tempo de pico (h).

$$Q_{fi} = Q_p + (Q_p - Q_b) \frac{(t_{fi} - t_p)}{(t_b - t_p)} \quad (55)$$

onde t_b é o tempo de base do hidrograma de cheia (h).

$$Q_m = \frac{Q_{ii} + Q_{fi}}{2} \quad (56)$$

onde Q_m é a vazão média representativa para o passo de tempo Δt_i (m^3/s) e Q_{ii} é a vazão no início do passo de tempo Δt_i (m^3/s).

Ao fim de cada iteração, os dados geométricos e granulométricos do trecho, bem como os hidrogramas gerados, eram inseridos como dado de entrada no modelo de simulação da onda de cheia em regime *quasi*-transiente, sob as abordagens CTC e CTV para o cálculo da resistência ao escoamento. Os dados hidráulicos e hidrossedimentológicos obtidos eram checados a fim de confirmar a validade das condições de contorno de cada um dos seis Cenários. Em caso negativo, modificava-se inicialmente a vazão de pico dos Cenários pela manipulação do coeficiente C_Q (com auxílio do complemento *Solver* do *Microsoft Office Excel*). Caso os resultados gerados ainda não satisfizessem aos critérios pré-definidos, por fim, alteravam-se os parâmetros adotados na primeira etapa das iterações (Q_b , B , S_0 , d_{50} , d_{90}), retomando-se o processo desde o início.

Desta forma, definiu-se $B = 210$ m e $Q_b = 100,1$ m³/s, valores comuns a todos os cenários de simulação. As vazões de pico, bem como os dados de entrada gerais para cada Cenário, são expostas pela TABELA 4.

TABELA 4 – DADOS DE ENTRADA UTILIZADOS PARA CADA CENÁRIO DE SIMULAÇÃO DE ONDAS DE CHEIA SOB O DESENVOLVIMENTO DE *MINI-RIPPLES* NO LEITO

DADOS DE ENTRADA	CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO					
	A1	B1	A2	B2	A3	B3
B (m)			210			
S_0 (m/m)			5×10^{-5}			
d_{50} (mm)			0,323			
d_{90} (mm)			0,450			
Q_b (m ³ /s)			100,1			
C_q	2,820	1,632	4,540	2,820	9,600	6,200
Q_p (m ³ /s)	282,3	163,3	454,5	282,3	961,0	620,6

FONTE: O autor (2020).

Os dados de entrada da TABELA 4 e os hidrogramas de cheia alimentaram os modelos CTC, que utilizaram como coeficiente de rugosidade, em todos os passos de tempo, o valor de n calculado para a condição de equilíbrio [com base nas dimensões de equilíbrio das *mini-ripples* – Equação (40)]. Os mesmos dados de

entrada também alimentaram os modelos CTV, que calcularam temporalmente o valor de n por meio do crescimento das *mini-ripples* a cada passo de tempo.

Então, coletando-se os hidrogramas de nível gerados para ambas as condições de simulação, em cada Cenário, calcularam-se os desvios existentes entre as profundidades para cada passo de tempo, conforme a Equação (57) (em termos absolutos) e a Equação (58) (em termos proporcionais). Em seguida, verificou-se, dentro de cada Δt_i , se tais desvios eram superiores ao patamar de referência para incertezas na simulação de H , definido por Soulsby (1997) como estando entre a faixa de $\pm 5\%$. Assim, somaram-se os períodos em que os desvios ultrapassavam tal patamar de referência, gerando-se, assim, o período total em que o cálculo da resistência ao escoamento vinculada à evolução morfológica do leito (modelo CTV) foi relevante, em contraste com o modelo CTC.

$$\Delta H (m) = H_{CTVi} - H_{CTCi} \quad (57)$$

onde $\Delta H (m)$ é o desvio absoluto entre as profundidades geradas pelo modelo CTC e CTV no passo de tempo $\Delta t_i (m)$, H_{CTVi} é a profundidade gerada pelo modelo CTC no passo de tempo $\Delta t_i (m)$ e H_{CTCi} é a profundidade gerada pelo modelo CTC no passo de tempo $\Delta t_i (m)$.

$$\Delta H(\%) = 100 \frac{(H_{CTVi} - H_{CTCi})}{H_{CTVi}} \quad (58)$$

onde $\Delta H (\%)$ é o desvio relativo percentual entre as profundidades geradas pelo modelo CTC e CTV no passo de tempo $\Delta t_i (\%)$.

3.7.2 Simulação de ondas de cheia com desenvolvimento de dunas

Nesta etapa, objetivou-se promover a simulação da passagem de ondas de cheia por um canal sujeito ao desenvolvimento de dunas, por dois motivos principais: (i) devido às maiores dimensões das dunas, espera-se um efeito mais pronunciado sobre a resistência ao escoamento, em termos absolutos, em relação ao desenvolvimento das *mini-ripples*; (ii) para avaliar se e como a importância relativa do desenvolvimento, tomado em termos proporcionais, seria diferente entre dunas e *mini-ripples*.

Desta forma, foi promovida apenas uma simulação, sob a condição $t_b/t_e = 0,5$ (equivalente ao Cenário B1 da TABELA 4 para *mini-ripples*), visto que tal condição representa o cenário mais crítico de dimensionamento do hidrograma. Isto ocorre já que, relativamente ao tempo total de equilíbrio, os períodos iniciais de desenvolvimento das formas de fundo proporcionam suas maiores taxas de crescimento, quando o fenômeno é modelado pela Equação (44). Isto possibilita que o modelo capte períodos com maiores gradientes nas dimensões das dunas – bem como, potencialmente, na resistência ao escoamento. Além disso, no último passo de tempo do Cenário B1 ($t = t_b$), as formas de fundo ainda apresentariam dimensões inferiores às que teriam em sua condição de equilíbrio, fazendo com que as profundidades simuladas sob a abordagem CTV nunca se iguaissem às simuladas sob abordagem CTC.

Para obter-se tal cenário, foi idealizado um canal com geometria e granulometria do leito diferentes das simuladas para *mini-ripples*, com o objetivo de que a simulação, em todos os passos de tempo, fosse adequada à presença de dunas no leito, conforme o diagrama de Van Rijn (1993) – FIGURA 6. Foi adotada, como referência aceitável para a presença exclusiva de dunas, uma condição conservadora de $T_s \leq 12$ e $d^* \geq 10$, cuja região no diagrama possui a maior incidência isolada deste tipo de forma de fundo.

Assim, este novo canal – dimensionado por tentativa e erro, respeitando as condições de contorno (b)-(f) em processo similar ao relatado pela Subseção 3.7.1 – possuiu a granulometria do leito composta por dimensões características relativas a areia grossa ($d_{50} = 0,820$ mm e $d_{90} = 0,990$ mm), com maior declividade constante ($S_0 = 2 \times 10^{-3}$ m/m) e com largura inferior ($B = 160$ m), ainda respeitando a condição de canal largo. Estes tamanhos de grão correspondem à condição C2 de Coleman et al. (2005), que está entre as condições experimentais envolvidas na obtenção da equação de estimativa do tempo de equilíbrio de dunas [Equação (47)]. Isto conferiu $d^* \approx 20$, valor para o qual há ampla cobertura de dados experimentais para dunas no diagrama de Van Rijn (1993) – FIGURA 6.

Para dimensionar o hidrograma de cheia que alimentou a seção montante do canal, fixou-se uma vazão de base (Q_b) igual a $50 \text{ m}^3/\text{s}$, utilizando-se a relação $C_Q = 3,5$, que forneceu uma vazão de pico (Q_p) igual a $175 \text{ m}^3/\text{s}$. O hidrograma resultante foi discretizado com o mesmo procedimento empregado nos testes com *mini-ripples* [Equações (54), (55) e (56)].

Por fim, tais dados de entrada alimentaram o modelo hidrossedimentológico adaptado pelo Passo 5, para aplicação em regimes *quasi*-transientes, sob ambas as abordagens CTC e CTV. Os desvios entre as profundidades geradas sob cada abordagem foram calculados conforme as Equações (57) e (58), possibilitando determinar o período em que estiveram fora do patamar de referência para incertezas. Por fim, o resultado das simulações para dunas foi contrastado com os testes considerando a presença de *mini-ripples*.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

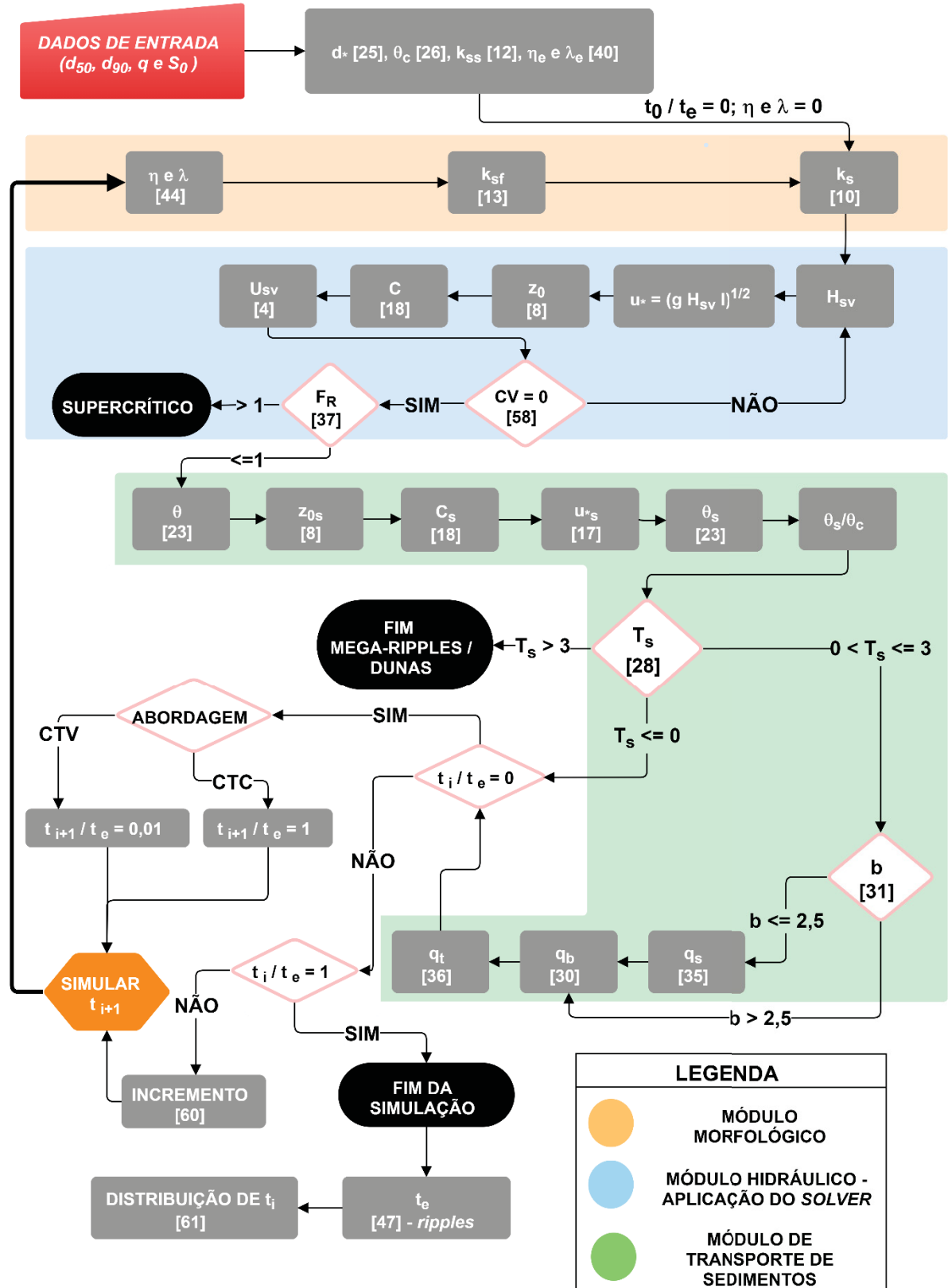
4.1 PROCEDIMENTO PARA CÁLCULO DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DO LEITO VARIÁVEL EM FUNÇÃO DO DESENVOLVIMENTO DE FORMAS DE FUNDO – VERSÃO PRELIMINAR

O procedimento de cálculo foi desenvolvido conforme as condições de contorno estabelecidas pelo Passo 3, sendo sua representação gráfica explicitada na forma de um fluxograma pela FIGURA 25, indicando as equações demandadas por cada etapa. Nomeou-se tal procedimento como “versão preliminar”, visto que ele considera apenas o desenvolvimento isolado de *mini-ripples* em regime *quasi*-permanente, tendo sido adaptado, posteriormente (conforme a Subseção 4.3), para admitir também a presença isolada de dunas, bem como regime *quasi*-transiente – gerando a denominada “versão final” do procedimento.

O algoritmo do procedimento preliminar foi dividido em três compartimentos, sendo um módulo morfológico (responsável pelo cálculo das dimensões das formas de fundo e do coeficiente de resistência), um módulo hidráulico (responsável por determinar os parâmetros do escoamento, como a velocidade média e a profundidade do canal) e um módulo de transporte de sedimentos (responsável por determinar os parâmetros de mobilidade e as descargas sólidas no trecho). No método CTC, a simulação gera dados para a condição de leito plano em baixo transporte (quando $t_i / t_e = 0$) e para a condição de leito em equilíbrio ($t_i / t_e = 1$). Estes dois passos de tempo também são simulados pelo método CTV, entretanto, considerando entre eles a evolução temporal das formas de fundo ($0 \leq t_i / t_e \leq 1$).

O modelo inicia-se pela obtenção dos dados de entrada do canal (q , S_0 , d_{50} e d_{90}), seguido pelo cálculo de parâmetros tidos como constantes durante toda a simulação (como d^* , θ_c , ω_s , γ , η_e , λ_e e k_{ss}). Então, estes dados são inseridos no módulo morfológico para a determinação do coeficiente de resistência ao escoamento (k_s), contando com as parcelas de resistência por atrito [k_{ss} , parâmetro constante para as *mini-ripples*, sendo função apenas de d_{50} e calculado segundo o método de Van Rijn (1993)] e resistência de forma [$k_{sf} = f(\eta, \lambda \text{ e } \alpha)$]. No passo de tempo inicial ($t_i / t_e = 0$), ocorrendo a condição de leito plano, as formas de fundo possuem altura e espaçamento iguais a zero, anulando-se a parcela k_{sf} e tornando k_s dependente somente de k_{ss} .

FIGURA 25 – FLUXOGRAMA DO PROCEDIMENTO PARA CÁLCULO DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DO LEITO VARIÁVEL EM FUNÇÃO DO DESENVOLVIMENTO DE *MINI-ripples* (COM NÚMERO DAS EQUAÇÕES UTILIZADAS ENTRE COLCHETES, DADOS DE ENTRADA EM CAIXAS VERMELHAS, CÁLCULOS EM CAIXAS CINZAS, FINS DE SIMULAÇÃO EM CAIXAS PRETAS E DECISÕES EM LOSANGOS)



FONTE: O autor (2020).

Desta forma, segue-se para o módulo hidráulico, que foi construído com base nas equações de *Chézy* [Equação (4)], onde o cálculo dos parâmetros do escoamento é feito iterativamente por meio do complemento *Solver*, do *Microsoft Office Excel*, para cada passo de tempo (adota-se uma profundidade H_{sv} , obtendo-se uma velocidade U_{sv} , sendo sv a iteração). Inicialmente, dispõem-se dos dados de entrada, dos valores das constantes de interesse e de k_s , determinado no módulo morfológico. Assim, a cada iteração do *Solver*, como observa-se na FIGURA 25, adota-se um valor de H_{sv} , sendo este utilizado para determinar os parâmetros que formam o coeficiente de *Chézy* que, por sua vez, é inserido na Equação (4) para calcular-se U_{sv} . Como parâmetro de convergência (CV), explicitado pela Equação (59), subtrai-se o valor de U_{sv} (obtido da iteração) da velocidade média gerada pela razão entre a vazão específica (já conhecida) e a profundidade H_{sv} (adotada no início da iteração). Considerou-se neste estudo que o módulo hidráulico estará calibrado para a iteração quando CV aproxima-se de zero – apresentando algarismos significativos no máximo até a quinta casa decimal. Em caso contrário, o complemento *Solver* adota novos valores de H_{sv} , em direção a $CV \approx 0$. Quando satisfeita tal condição, verifica-se o número de Froude (F_r) do escoamento, devendo tal parâmetro respeitar a imposição $F_r \leq 1$ para configurar escoamento subcrítico. Em caso contrário, quando ocorra escoamento supercrítico, a simulação é encerrada, visto que tal condição de escoamento não é contemplada pelo algoritmo.

$$CV = U_{sv} - \frac{q}{H_{sv}} \quad (59)$$

onde CV é o parâmetro de convergência para as iterações do complemento *Solver* (m/s), U_{sv} é a velocidade média calculada para a iteração (m/s) e H_{sv} é a profundidade adotada para a iteração (m).

Com os parâmetros morfológicos e hidráulicos já dimensionados, segue-se para a aplicação do módulo de transporte de sedimentos, responsável por determinar as descargas sólidas suspensa (q_s), de fundo (q_b) e total (q_t). Inicialmente, são calculados os parâmetros que representam o grau de mobilidade dos sedimentos, que na forma não-particionada (θ , θ/θ_c , T) são úteis para determinar o tempo de equilíbrio (ao fim da simulação) e na forma particionada (θ_s , θ_s/θ_c , T_s) são dados de entrada para o cálculo das descargas sólidas. Em seguida, ocorre a verificação da ocorrência de

transporte sólido, com base nos conceitos explicitados pela Subseção 2.2.2. Se $T_s > 3$, segundo o diagrama de Van Rijn (1993) (FIGURA 6), é ultrapassada a região de ocorrência das *mini-ripples*, onde η_e e λ_e passam a depender da profundidade, o que não é previsto pelo algoritmo. Se $T_s \leq 0$, não haverá descarga sólida no trecho e o transporte de sedimentos não é modelado para o passo de tempo em simulação – seguindo-se para a verificação $t_i / t_e = 0$, a ser explicitada nos parágrafos adiante. Se $0 < T_s \leq 3$, haverá descarga sólida no trecho, seguindo-se para a próxima verificação, que consiste em avaliar a existência de descarga sólida em suspensão. Se $b \leq 2,5$, q_s é considerável, sendo calculado pelo perfil de Rouse (Subseção 2.2.2.2), seguido pelo cálculo de q_b , por meio do método de van Rijn [Equação (30)]. Se $b > 2,5$, não ocorre q_s , sendo existente e calculada apenas q_b . Então, segue-se para o cálculo da descarga total, que consiste na soma de q_s (se existente) e q_b , conforme a Equação (36).

Em seguida, aplica-se um incremento ao passo de tempo t_i / t_e , determinando-se t_{i+1} / t_e . Nesta fase, ocorre a distinção entre as abordagens CTC e CTV, como introduzido no segundo parágrafo desta subseção. Na primeira verificação, caso o modelo esteja sendo simulado para o passo de tempo inicial ($t_i / t_e = 0$), selecionam-se uma das duas abordagens de atualização do cálculo da resistência ao escoamento a cada passo de tempo (CTC ou CTV). Caso seja selecionado CTC, o passo de tempo seguinte (t_{i+1}) será automaticamente referente à condição de equilíbrio, quando $t_{i+1} / t_e = 1$. Caso seja selecionada a abordagem CTV, a razão t_{i+1} / t_e deve ser igual a 0,01, visto que este é o valor inicial da faixa para aplicação da Equação (44), de Nikora e Hicks (1997), que irá prever as dimensões das formas de fundo ao longo do tempo.

Em posse de todos os dados gerados pelo passo de tempo inicial, é modelado o passo de tempo posterior, t_{i+1} / t_e . Nesta etapa, o módulo morfológico inicia-se pelo cálculo das dimensões das formas de fundo, segundo a equação de Nikora e Hicks (1997), seguindo pelo cálculo da parcela de resistência de forma (k_{sf}) por elas gerada, bem como do novo k_s .

Então, são aplicados novamente o modelo hidráulico e o hidrossedimentológico, sob o mesmo método já explicitado para o passo de tempo inicial, até chegar-se novamente à verificação $t_i / t_e = 0$, cuja resposta nesta fase será NÃO. Em seguida, é verificado se as formas de fundo já estão na condição de equilíbrio ($t_i / t_e = 1$), o que ocorre para o modelo CTC, mas não ainda para o CTV.

Esta verificação encaminhará o fim da simulação para a abordagem CTC, enquanto o método CTV ainda será implementado para os próximos passos de tempo,

incrementando-se a relação t_{i+1} / t_e em direção à condição de equilíbrio. Tal incremento é determinado segundo a Equação (60), que permite ao usuário especificar a quantidade de passos de tempo na qual deseja discretizar o modelo – para este estudo, adotaram-se 102 passos de tempo, considerando-se: leito plano ($t_i / t_e = 0$), a razão mínima para a aplicação da Equação (47) ($t_i / t_e = 0,01$) e mais 100 passos de evolução até atingir-se o equilíbrio (quando $t_i / t_e = 1$).

$$\frac{t_{i+1}}{t_e} = \frac{t_i}{t_e} + \frac{(1 - 0,01)}{n_t - 2} \quad (60)$$

onde t_i é o tempo no passo Δt em simulação, t_{i+1} é o tempo no passo seguinte e n_t é o número de passos de tempo da simulação.

Ao fim da simulação, quando $t_i / t_e = 1$, atinge-se a condição de equilíbrio, a partir da qual a evolução das formas de fundo é cessada e k_s assume valor constante, assim como todos os outros parâmetros gerados pelo modelo. Com os dados gerados por este último passo, é calculado o tempo de equilíbrio da simulação (t_e), com base na Equação (47) de Coleman et al. (2005). Salienta-se que a análise de sensibilidade não utilizará em seu caso de referência a equação particionada de t_e , ainda a ser adaptada ao longo do estudo. Assim, em posse do valor de t_e , determina-se a distribuição dos valores de t_i simulados anteriormente em cada passo de tempo, conforme a Equação (61) – onde a razão t_i/t_e refere-se aos valores entre 0,01 t_e e 1 utilizados para os cálculos em cada Δt . Desta forma, o modelo é finalizado, gerando-se a base de dados resultante da modelagem.

$$t_i = \left(\frac{t_i}{t_e} \right) t_e \quad (61)$$

4.2 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES EXPLORATÓRIAS

4.2.1 Particionamento da equação de estimativa do tempo de equilíbrio de *mini-ripples*

De acordo com a TABELA 3, os experimentos 43, 49, 112 e 108 apresentaram $T_s > 3$ (ou $\theta_s/\theta_c > 4$), indicando a ocorrência de *mega-ripples* ou dunas nos resultados das simulações, como definido por Van Rijn (1993). Entretanto, Baas (1993) classificou as formas de fundo existentes apenas como *ripples*, pois seguiu o diagrama de classificação de Southard e Boguchwal (1990) (QUADRO 1), baseado em U e d_{10} e definido anteriormente à criação do diagrama de Van Rijn (1993) (FIGURA 6).

Conforme citado na Subseção 2.3, quando $T_s > 3$, as formas de fundo passam a ter suas dimensões influenciadas pela profundidade do escoamento, característica essa que não atende ao comportamento físico de *mini-ripples* – cujas dimensões não possuem escala similar à da profundidade. Salienta-se que os dados destes quatro experimentos foram utilizados por Coleman et al. (2005) para a geração da Equação (47), o que indica que tal equação não possui dados homogêneos de classificação das formas de fundo segundo o diagrama de Van Rijn (1993).

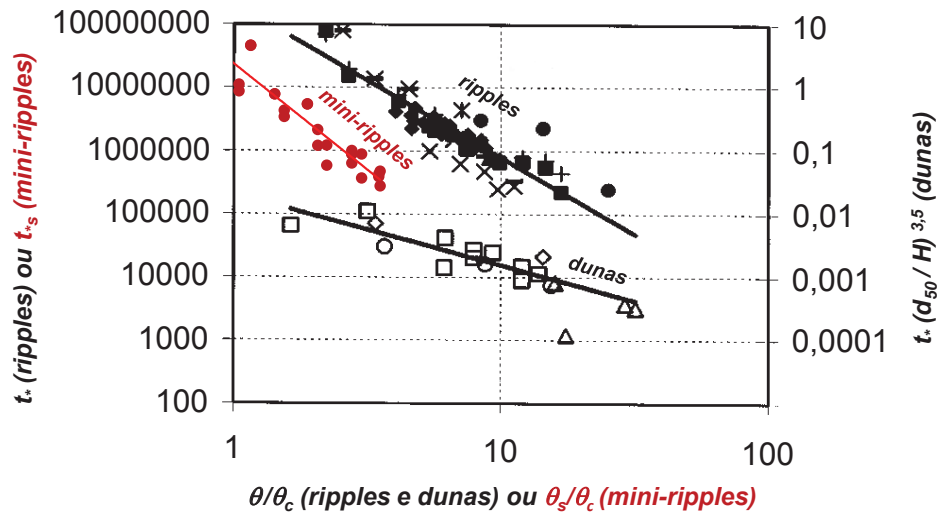
Desta forma, a readequação para o tempo de equilíbrio de *mini-ripples* foi promovida com os dados particionados de Baas (1993), da TABELA 3, excluindo-se da amostra os quatro experimentos com $T_s > 3$. Para fins de comparação, tais dados foram plotados contra a FIGURA 7, gerada por Coleman et al. (2005), conforme a FIGURA 26. Aplicando-se uma regressão de potência aos dados particionados, considerando-se as duas granulometrias de sedimento utilizadas nos testes, gerou-se a nova equação particionada do tempo de equilíbrio, conforme a Equação (62).

$$t_{*s} = 2,548 \times 10^7 \left(\frac{\theta_s}{\theta_c} \right)^{-3,360} \quad \text{logo} \quad t_{es} = \frac{d_{50}}{u_{*s}} 2,548 \times 10^7 \left(\frac{\theta_s}{\theta_c} \right)^{-3,360} \quad (62)$$

onde t_{es} é o tempo de equilíbrio particionado.

Na FIGURA 26, percebe-se que a reta de regressão de t_{*s} (em vermelho) possui tendência similar à reta de regressão de Coleman et al. (2005) (em preto, para *ripples*). Entretanto, os dados particionados apresentaram desvios à esquerda, justamente pela diminuição de magnitude da razão θ_s/θ_c em relação a θ/θ_c .

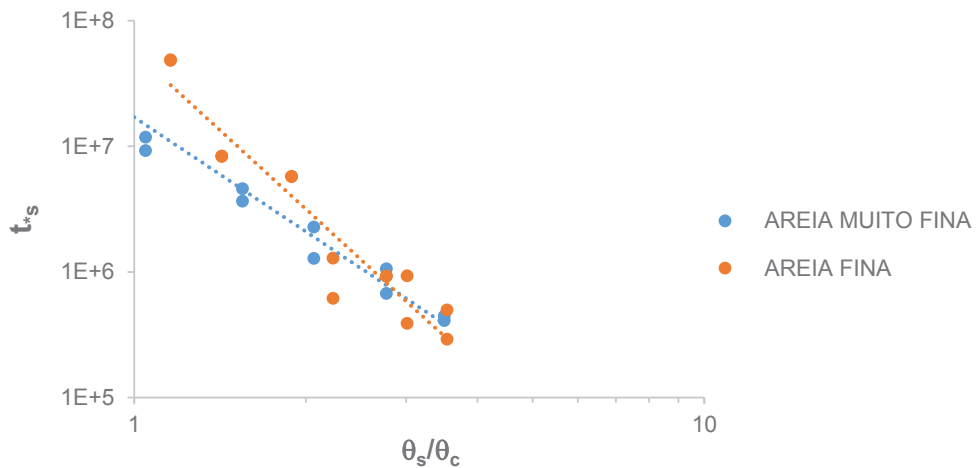
FIGURA 26 – DADOS PARTICIONADOS DE BAAS (1993) (EM VERMELHO, PARA *MINI-RIPPLES*) EM RELAÇÃO AOS DADOS DE NÃO-PARTICIONADOS SELECIONADOS POR COLEMAN ET AL. (2005) (EM PRETO, PARA *RIPPLES* E *DUNAS*)



FONTE: Adaptado de Coleman et al. (2005).

Plotando-se separadamente os dados para areia fina e muito fina, conforme a FIGURA 27, observa-se que as linhas de tendência possuem declividades distintas, indicando possível influência do tamanho de grão do sedimento no tempo de equilíbrio. Os dados correspondentes à areia fina apresentaram reta de regressão mais inclinada em relação à areia muito fina. Este indício corrobora o estudo de Warmink et al (2014b), que discute que em seus resultados o tempo de equilíbrio foi muito sensível ao d_{50} da distribuição de sedimentos.

FIGURA 27 – DADOS PARTICIONADOS DE BAAS (1993) PLOTADOS SEPARADAMENTE PARA AREIA MUITO FINA ($d_{50} = 0,095$ mm) E PARA AREIA FINA ($d_{50} = 0,238$ mm)



FONTE: O autor (2020).

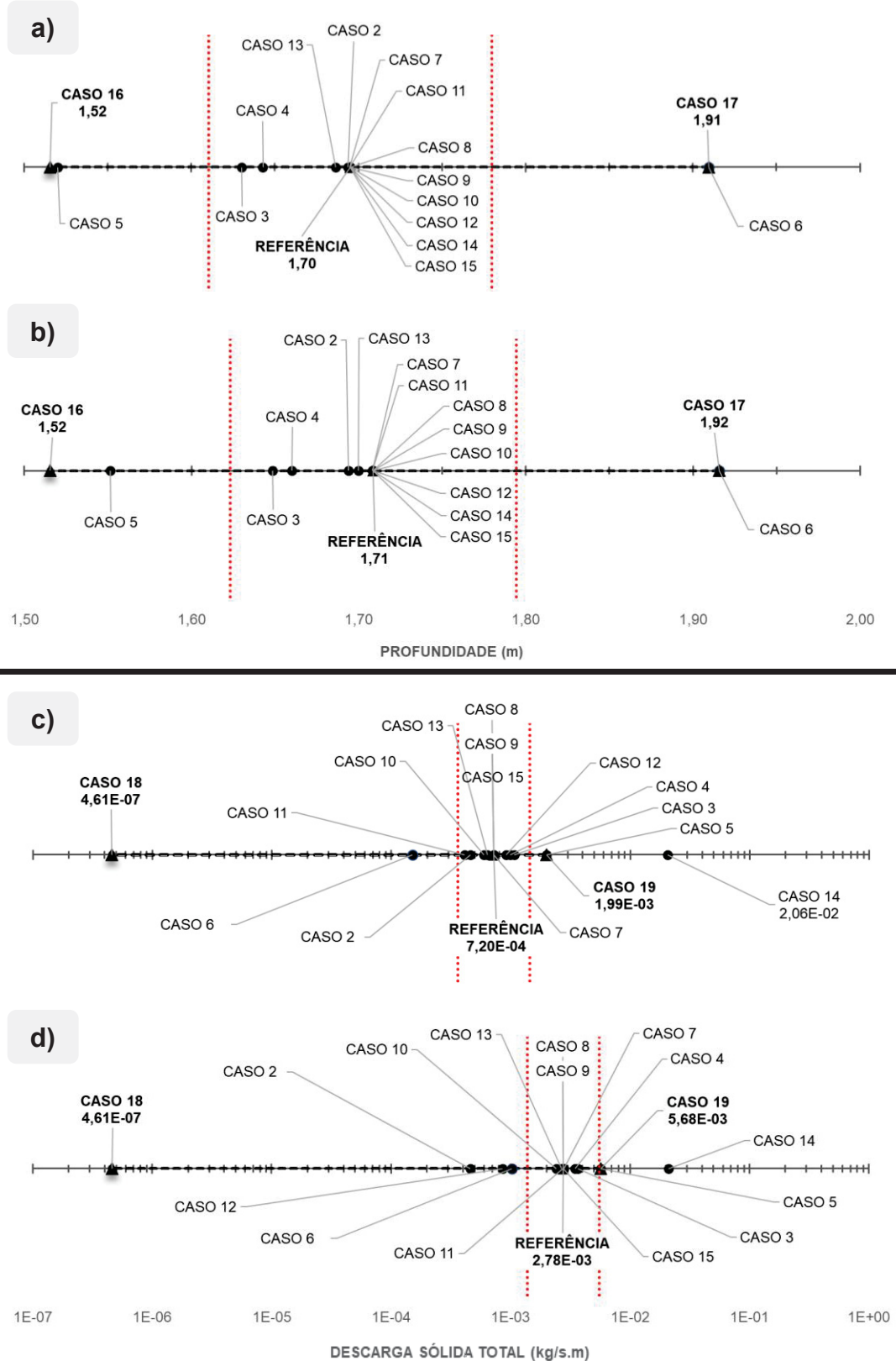
Com isto, observa-se que há a necessidade de relacionar mais distribuições de sedimentos à determinação do tempo de equilíbrio, o que pode ser feito por meio de experimentos variando-se o tamanho de grão, ou por meio de modelagem computacional em softwares de CFD.

4.2.2 Efeito da substituição de equações e coeficientes do procedimento de cálculo sob a abordagem CTC

A FIGURA 28 (próxima página) apresenta os resultados dispostos em escala horizontal, ilustrando a dispersão dos parâmetros simulados por cada Caso (descrito pela FIGURA 13) em torno do Caso referência. Nela, uma linha tracejada horizontal (em preto) indica a faixa total de incertezas, definida pelos Casos 16 a 19, sendo esta limitada pelos casos máximos (16 e 18) e mínimos (17 e 19) para H_e e q_{te} , respectivamente. Na FIGURA 28, também são destacadas duas barras pontilhadas verticais (em vermelho), em cada cenário, representando a FRI aceitável para o parâmetro em análise. Já a TABELA 5 (página 112) apresenta os valores de H_e e q_{te} para cada Caso de simulação, bem como seus desvios percentuais em relação aos resultados do caso de referência e à faixa total de incertezas.

Analisando-se a TABELA 5 e a FIGURA 28 quanto à substituição da equação de α (Casos 3 a 6), observa-se que as maiores discrepâncias ocorrem nos dois últimos Casos, que consistem na aplicação dos limites teóricos mínimo e máximo estabelecidos por Soulsby (1997), respectivamente. O Caso 5 acaba subestimando H_e e superestimando q_{be} , visto que o valor de seu α (igual a 9) é inferior ao assumido no Caso de Referência (igual a 30), causando assim a diminuição de k_s . Isso ocorre, pois, na presença de formas de fundo, k_{sf} possui maior efeito na composição de k_s em comparação a k_{ss} , sendo α linear e diretamente proporcional ao primeiro (RAUDKIVI, 1997; SOULSBY 1997). O mesmo comportamento ocorre com menor intensidade nos Casos 3 e 4, e o inverso ocorre no Caso 6, que possui $\alpha = 90$. Dentre os Casos 3 a 6 (UNI e NU), apenas os Casos 5 e 6 apresentaram desvios significativos para H_e e q_{te} , quando comparados às faixas de referência para suas incertezas. Estes Casos apresentaram os maiores desvios positivos e negativos na simulação de H_e dentre os Casos fisicamente consistentes, para ambos os cenários UNI e NU, enquanto o Caso 6 apresentou o maior desvio positivo para o cenário NU na simulação de q_{te} .

FIGURA 28 – REPRESENTAÇÃO EM ESCALA HORIZONTAL DE H_e (EM ESCALA LINEAR) NOS CASOS DE SIMULAÇÃO CONSIDERANDO OS CENÁRIOS UNI (a) E NU (b), BEM COMO DE q_{te} (EM ESCALA LOGARÍTMICA) CONSIDERANDO OS CENÁRIOS UNI (c) E NU (d), COM REPRESENTAÇÃO DOS LIMITES DA FAIXA DE REFERÊNCIA PARA INCERTEZAS DESTACADOS EM LINHAS VERTICAIS VERMELHAS



FONTE: O autor (2020).

TABELA 5 – RESULTADOS DA SIMULAÇÃO PARA CADA CASO DE ANÁLISE E SEUS DESVIOS EM RELAÇÃO AO CASO DE REFERÊNCIA

CASO	PARÂMETRO DE VARIACÃO	RESULTADOS				DESVIO RELATIVO AO CASO 1				DESVIO DO CASO 1 RELATIVO ÀS INCERTEZAS TOTAIS (CASOS 16 A 19)			
		CENÁRIO UNI		CENÁRIO NU		CENÁRIO UNI		CENÁRIO NU		CENÁRIO UNI		CENÁRIO NU	
		H_e (m)	q_{te} (kg/s.m)	H_e (m)	q_{te} (kg/s.m)	H_e (%)	q_{te} (%)	H_e (%)	q_{te} (%)	H_e (%)	q_{te} (%)	H_e (%)	q_{te} (%)
1	Referência	1,695	7,02E-04	1,709	2,78E-03	-	-	-	-	-	-	-	-
2	k_{ss}	1,694	4,62E-04	1,694	4,62E-04	-0,08	-35,81	-0,87	-83,38	-0,33	-12,97	-3,72	-40,82
3	k_{sf}	1,630	1,07E-03	1,648	3,66E-03	-3,83	48,05	-3,53	31,80	-16,48	17,40	-15,09	15,57
4	k_{sf}	1,643	9,89E-04	1,660	3,48E-03	-3,09	37,49	-2,86	25,07	-13,30	13,58	-12,21	12,27
5	α	1,520	1,98E-03	1,552	5,67E-03	-10,32	175,66	-9,20	104,02	-44,41	63,60	-39,29	50,92
6	α	1,909	1,50E-04	1,916	1,03E-03	12,64	-79,20	12,11	-63,06	54,41	-28,68	51,72	-30,87
7	η_e e λ_e	1,695	7,22E-04	1,708	2,79E-03	-0,03	0,33	-0,03	0,23	-0,13	0,12	-0,12	0,11
8	γ	1,695	7,20E-04	1,709	2,78E-03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	t_e	1,695	7,20E-04	1,709	2,78E-03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	θ_c	1,695	5,93E-04	1,709	2,42E-03	0,00	-17,55	0,00	-13,06	0,00	-6,36	0,00	-6,39
11	z_0	1,695	4,13E-04	1,708	2,72E-03	-0,02	-42,65	-0,02	-2,03	-0,10	-15,44	-0,09	-0,99
12	u_s	1,695	9,13E-04	1,709	8,60E-04	0,00	26,81	0,00	-69,07	0,00	9,71	0,00	-33,81
13	n	1,687	6,37E-04	1,700	2,68E-03	-0,51	-11,46	-0,52	-3,65	-2,19	-4,15	-2,24	-1,79
14	T	1,695	2,06E-02	1,709	2,11E-02	0,00	2765,75	0,00	657,58	0,00	1001,45	0,00	321,87
15	t_e particionado	1,695	7,20E-04	1,709	2,78E-03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FONTE: O autor (2020).

NOTAS: Os valores destacados representam desvios que se encontram fora da FRI para cada parâmetro analisado.

Já se analisando o Caso 7, com a substituição das equações para estimativa das dimensões de equilíbrio das *mini-ripples*, constataram-se desvios em H_e de grandeza -0,01%, enquanto para q_{te} os desvios foram de grandeza 0,1%. Estas discrepâncias estão dentro das FRIs para ambos os parâmetros, indicando que o ajuste dos dados experimentais de Baas (1993) é bem representado por Raudkivi (1997), em comparação à equação fornecida pelo próprio estudo de Baas (1993) para areias com $d_{50} = 0,238$ mm.

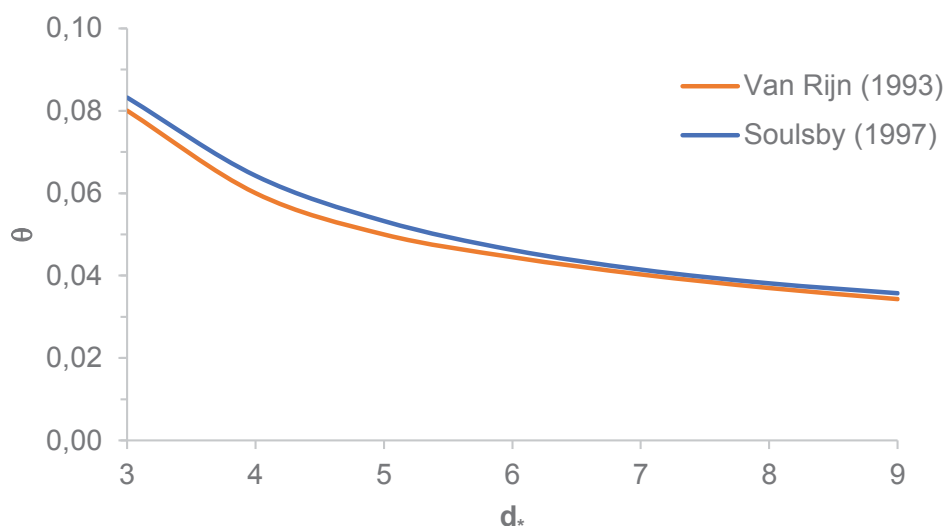
Em seguida, quanto aos resultados dos Casos 8 a 12, constatou-se que a substituição das equações de γ e t_e (Casos 8 e 9) não gerou nenhum desvio em H_e e q_{te} , em comparação com os resultados do Caso de Referência. Isso ocorreu visto que tais parâmetros influenciam apenas na taxa de desenvolvimento das formas de fundo, enquanto a abordagem CTC, utilizada nesta fase da análise de sensibilidade, depende apenas de suas dimensões de equilíbrio. Além disso, também não foram observados desvios nas simulações de H_e pela substituição das equações de θ_c e u_{*s} , (Casos 10 e 12) visto que tais parâmetros não afetam o módulo hidráulico, sendo utilizados apenas para o cálculo de T_s e, posteriormente, de q_{be} .

Logo, na simulação das profundidades dentre os casos 8 a 12, ocorreram desvios em relação ao Caso de Referência apenas no Caso 11 (substituição de z_0), que foram da ordem de -0,02% para ambas as distribuições granulométricas, situando-se dentro da FRI. Isso indica que, para a simulação de H_e , a substituição da equação de z_0 proposta por Van Rijn (1993) pela de Soulsby (1997) não introduz discrepâncias significativas ao procedimento de cálculo, sendo ambas utilizáveis sem prejuízos.

Em seguida, os Casos 10 e 11 foram avaliados quanto à sensibilidade na modelagem de q_{te} . No Caso 10, observou-se que a utilização de θ_c de Soulsby (1997) subestimou q_{te} para ambas as distribuições UNI e NU, apesar dos desvios ocorrentes estarem dentro da FRI e serem considerados insignificantes. Para elucidar a causa de tal subestimativa, a FIGURA 29 ilustra graficamente uma comparação da curva de Shields (1936) e de seus ajustes promovidos por Soulsby (1997) e por Van Rijn (1993), utilizados, respectivamente, nos Casos 10 e de Referência. Observa-se que, para $d^* = 5,94$, valor este obtido para as duas distribuições granulométricas (que compartilham o mesmo d_{50}), a curva de Soulsby (1997) subestima θ_c em relação a de Van Rijn (1993), e isto faz com que T_s seja relativamente aumentado nas simulações do Caso

1, causando a diminuição de q_{be} . Salienta-se que a equação de Van Rijn (1993) para θ_c foi utilizada no caso de referência por questões de consistência com as equações morfológicas do procedimento de cálculo, que foram provenientes do mesmo estudo.

FIGURA 29 – COMPARAÇÃO ENTRE A CURVA DE *SHIELDS* E AS FORMULAÇÕES DE VAN RIJN (1993) E SOULSBY (1997)



FONTE: Van Rijn (1993) e Soulsby (1997).

Já no Caso 11, a substituição da equação de z_0 também gerou a subestimativa de q_{te} , entretanto, com desvios dentro das FRIs e sendo considerados insignificantes – assim como ocorreu nos resultados de H_e . Esse comportamento se deu, pois, apesar da fórmula de Soulsby (1997) – Equação (16) – ser parecida com a de Van Rijn (1993) – Equação (8) – a primeira possui uma parcela negativa exponencial, que é função de u^* e k_s . Esta parcela atua diminuindo z_0 , aumentando C (gerando o decréscimo da resistência ao escoamento) e diminuindo H_e , conforme as Equações (16), (18) e (4). Em condição particionada, a fórmula atua da mesma maneira em z_{0s} e C_s , diminuindo u_{*s} pelas Equações (18) e (17), consequentemente, diminuindo também o valor de q_{be} (e de q_{te}). Observa-se que os desvios na q_{te} entre o Caso 11 e o de referência foram maiores no cenário UNI, visto que, em comparação com o cenário NU, menores valores de d_{90} fazem com que a parcela em subtração na Equação (16) sofra decréscimo – graças à diminuição relativa de k_{ss} , k_s e u^* . Logo, quanto menor for d_{90} , menores serão z_{0s} e q_{be} – tornando maior a subestimativa de q_{te} relativamente ao Caso de referência.

4.2.3 Efeito da substituição do módulo hidráulico pela equação de *Manning* na abordagem CTC

Observando-se a FIGURA 28 e a TABELA 5, no caso 13, que consiste na substituição da equação de *Chézy* pela equação de *Manning* no modelo hidráulico, foram detectados desvios na simulação de H_e e q_{te} , respectivamente na ordem de -0,51% e -11,46% para o cenário UNI, bem como de -0,52% e -3,65% para o cenário NU. Tais desvios ficaram dentro de suas respectivas FRIs, podendo ter ocorrido graças a desvios gerados pelo coeficiente empírico de proporcionalidade entre n e k_s , proposto por Strickler (1932) na Equação (6), aplicado em detrimento da modelagem de z_0 utilizada na formulação de *Chézy* – Equação (18).

Como os desvios não foram significativos, isto indica que o módulo hidráulico pode ter seu equacionamento substituído pela Equação (6), relacionando diretamente n a k_s para a simulação de H_e , bem como eliminando a necessidade de aplicação de procedimentos iterativos de cálculo (*Solver*), o que ocorre na modelagem de C , como observa-se na FIGURA 25. Salienta-se que tal procedimento iterativo foi implementado no Caso de Referência já que a determinação de H_e vem da equação de *Chézy* (4), e o cálculo de C depende da determinação prévia de u^* e z_0 , que são também funções de H_e , conforme as respectivas Equações (8) e (17).

4.2.4 Efeito do não-particionamento da tensão de cisalhamento média no leito sob a abordagem CTC

De acordo com a FIGURA 28 e a TABELA 5, o efeito do não-particionamento de τ_0 (Caso 14) influenciou somente no cálculo de q_{te} , visto que a componente de resistência superficial (k_{ss}) é demandada unicamente na determinação de q_b . Tal efeito gerou, como esperado, a superestimativa da descarga sólida de fundo, visto que considerou-se u^* para o cálculo de T , em vez de u_{*s} , fazendo com que o modelo também considerasse a ação da resistência de forma (k_{sf}) na mobilização e no transporte dos sedimentos – o que se caracteriza como um erro no modelo conceitual. Logo, T assume um maior valor em relação a T_s (calculado sob os mesmos dados de entrada no Caso de referência), o que superestima q_b , visto que estes são diretamente proporcionais conforme a Equação (30).

Para o Caso 14, descargas sólidas de fundo foram superestimadas em 2765% no cenário UNI e em 658% no cenário NU, situando-se exageradamente fora da FRI. O desvio foi maior para sedimentos uniformes, já que u^* é função de k_s , que, por sua vez, é função de k_{ss} . Se o valor de d_{90} da distribuição NU é maior que o da UNI, k_{ss} aumenta, gerando o crescimento de u^* , T e q_b .

4.2.5 Sensibilidade relativa dos parâmetros analisados sob a abordagem CTC

Analisando-se os resultados gerais desta fase da análise de sensibilidade, buscou-se determinar, por fim, qual seria o parâmetro cuja variação ou substituição resultaria em maiores desvios no procedimento de cálculo. Salienta-se que, nesta análise, foram apenas contabilizados apenas os casos fisicamente consistentes, desconsiderando-se o Caso 14.

Desta forma, constatou-se que a variação de α entre os limites teóricos estabelecidos por Soulsby (1997) – $9 \leq \alpha \leq 90$ – assume importância principal, sendo este o parâmetro mais sensível do modelo. Isto ocorre já que, somando-se o módulo dos desvios percentuais gerados pelos Casos 5 e 6, em relação ao Caso de referência e em comparação à faixa total de desvios gerada pelos Casos 16 a 19 (TABELA 5), obtiveram-se as faixas totais de desvios geradas pela substituição de α no procedimento de cálculo, conforme a FIGURA 28. Na simulação de H_e , os desvios somam 98,8% e 91,0% para os cenários UNI e NU, respectivamente. Já na simulação de q_{te} , tais valores assumem a respectiva ordem de 92,3% e 81,8%. Isto indica forte dependência da acurácia da modelagem com o valor de α adotado para as simulações de leitos cobertos por *mini-ripples* – tanto sob a abordagem CTC quanto sob a CTV.

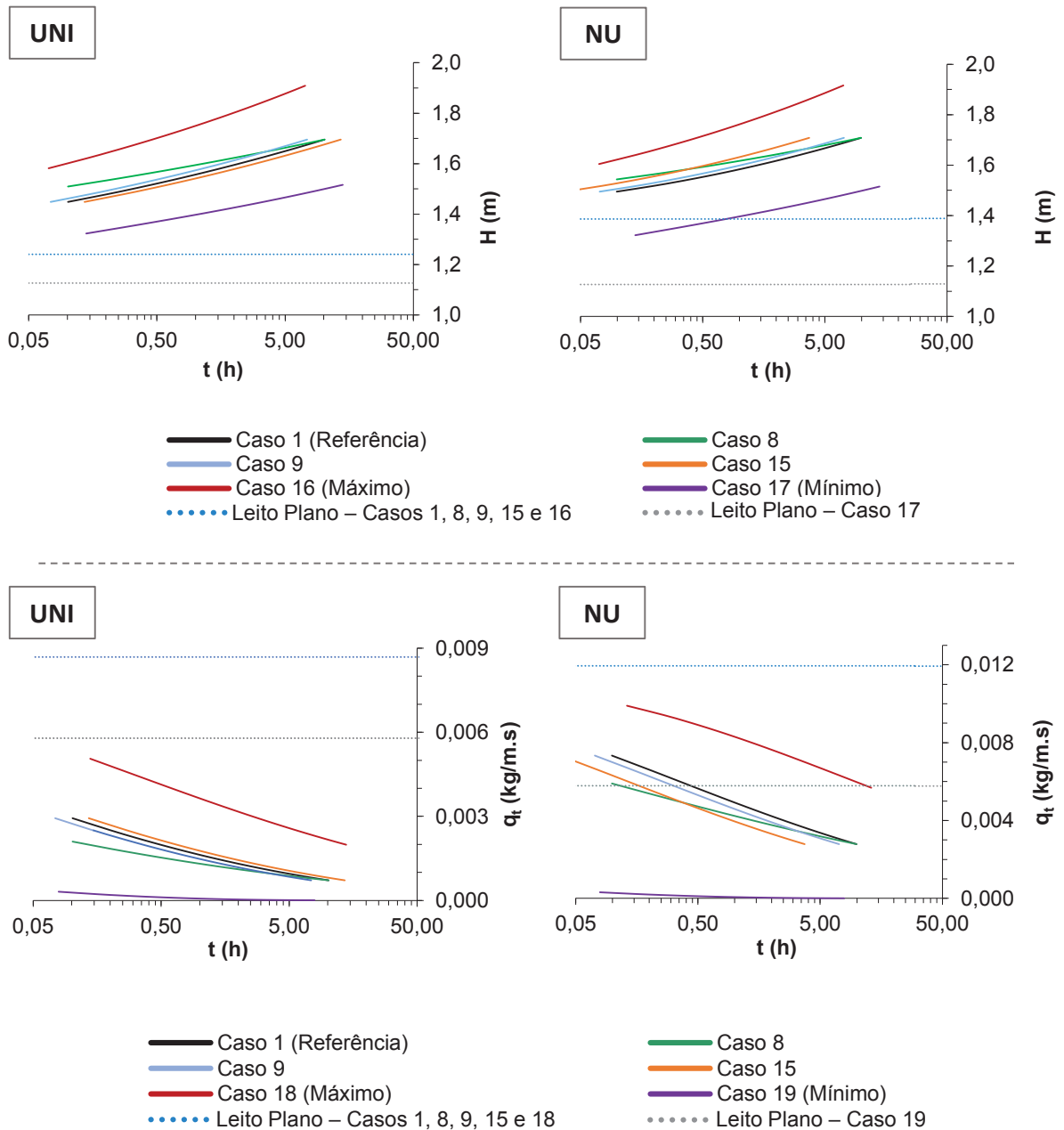
Da mesma forma, em comparação à faixa total de incertezas, conforme a TABELA 5, define-se a substituição da equação de k_{ss} (Caso 2) como sendo o segundo parâmetro mais sensível.

4.2.6 Efeito da substituição de equações e coeficientes do procedimento de cálculo sob a abordagem CTV

Foram simulados sob a abordagem CTV os Casos que apresentaram parâmetros de saída com variabilidade temporal, relativamente ao Caso de referência,

sendo estes os Casos 8, 9, 15. A FIGURA 30 apresenta o comportamento destes casos na simulação de H e q_t , sendo a incerteza total de cada cenário atribuída à largura de envoltórias formadas pelos Casos de desvios máximos e mínimos (16 a 19).

FIGURA 30 – RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES SOB A ABORDAGEM CTV DOS CASOS 1, 8, 9, 15, BEM COMO DOS CASOS 16-19 RELATIVOS AOS VALORES MÁXIMOS DE INCERTEZAS



FONTE: O autor (2020).

De forma geral, em ambos os cenários UNI e NU, as envoltórias nas simulações de profundidade (Casos 16 e 17) apresentaram desvios de aproximadamente 25 cm em $t = 0,01t_e$, crescendo progressivamente para aproximadamente 40 cm em $t = t_e$. A tendência das curvas variou de forma suave e contínua, sendo parecida para ambos os cenários. Com isto, constatou-se que não houveram discrepâncias significativas entre as envoltórias obtidas com distribuições UNI e NU. Na FIGURA 30, analisando-se as profundidades temporais geradas nos Casos 8, 9 e 15, percebem-se tendências similares relativamente ao comportamento do Caso de referência. Tais profundidades situaram-se dentro da FRI ($\pm 5\%$ em relação ao Caso 1) em todos os Casos, durante toda a simulação – logo, a possível substituição das equações relativas a cada Caso não introduz incertezas significativas no procedimento.

Analisando-se a FIGURA 30 quanto aos resultados de q_t , constata-se que a largura das envoltórias (Casos 18 e 19) diminuiu temporalmente, em ambos os cenários UNI e NU, gerando desvios de aproximadamente 6% ($t = 0,01 t_e$) e 15% ($t = t_e$) para UNI, bem como na ordem de 30% ($t = 0,01 t_e$) e 18% ($t = t_e$) para NU. Logo, a simulação com distribuição granulométrica uniforme gerou a menor faixa total de incertezas, quanto à substituição das equações do modelo hidrossedimentológico. As descargas sólidas simuladas, em todos os casos e durante todos os passos de tempo, também se situaram dentro da FRI (- 50% a + 200%, relativamente ao Caso 1).

De acordo com os resultados da FIGURA 30, conclui-se para o Caso 15 que a substituição da equação de t_e pela equação particionada (de t_{es}) apresentou desvios aceitáveis e, em teoria, poderia ser empregada no modelo hidrossedimentológico em estudos futuros – o que garantirá maior subsídio físico ao procedimento.

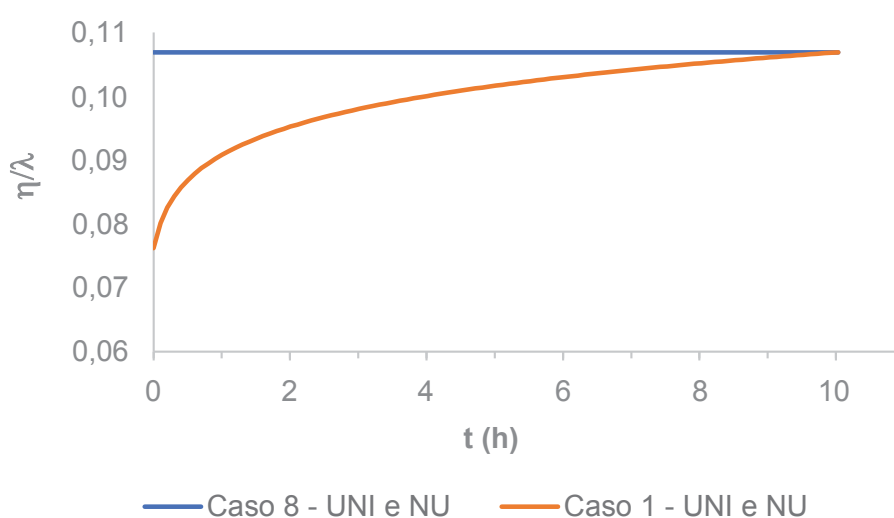
Também na FIGURA 30, observando-se especificamente o comportamento do Caso 8 e comparando-o com o Caso de referência, constatou-se que não houve variação de t_e , visto que tal parâmetro não depende diretamente da taxa de crescimento das formas de fundo para ser determinado. Apesar disso, o Caso 8 superestimou temporalmente H , já que $\gamma = 0,28$ é inferior a $\gamma_\eta = 0,33$ e superior a $\gamma_\lambda = 0,25$, que são referentes ao Caso 1 (com $d^* = 5,94$). Tal comportamento acaba superestimando η e subestimando λ , causando acréscimo em k_{sf} , dadas as relações de proporcionalidade expressas pela Equação (44). Desta forma, o aumento da resistência ao escoamento diminui as velocidades médias do fluxo, causando o

crescimento temporal de H . Tal comportamento também fez com que q_t fosse subestimada pelo Caso 8 ao longo da simulação, visto que q_b é proporcional a U .

Os desvios máximos entre os resultados dos Casos 8 e 1 ocorreram no instante $t = 0,01t_e$, para ambos os cenários UNI e NU, e foram considerados insignificantes. Isto ocorreu já que, para distribuições UNI, o Caso 8 superestimou H em 4% e subestimou q_t em 28%, sendo tais valores, para a distribuição NU, equivalentes a 3% e 24%, respectivamente, estando dentro das FRIs dos parâmetros em análise. Ao longo da simulação, as curvas modeladas para H e q_t de ambos os Casos convergiram, até assumirem o mesmo valor em $t = t_e$.

Comparando-se o efeito gerado pela variação de γ no Caso 8 e no Caso 1 (em CTV) com dados da literatura, Coleman et al. (2005) citam que a declividade temporal (η/λ) das formas de fundo, quando calculada conforme o Caso 1, cresce rapidamente no início da simulação, tendendo a manter um valor estável com o tempo. Tal comportamento não foi identificado com clareza nas simulações, conforme a FIGURA 31, já que a curva do Caso 1 não possui tendência assintótica até $t = t_e$, apesar de sofrer redução em sua taxa de variação. Já no Caso 8, como γ_η e γ_λ são iguais a 0,28, a declividade das *mini-ripples* permanece constante durante toda a simulação, fato já previsto por Nino et al. (2002).

FIGURA 31 – EVOLUÇÃO TEMPORAL DA DECLIVIDADE DAS *MINI-RIPPLES* NOS CASOS 1 E 8 SOB AS DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS UNI E NU



FONTE: O autor (2020).

4.2.7 Análise das incertezas geradas nos resultados para o Caso de referência simulado sob as abordagens CTC x CTV

Na última fase da análise de sensibilidade, observando-se os resultados dos testes para o Caso 1, nota-se que, em comparação à abordagem CTV, a abordagem CTC superestimou as profundidades do escoamento durante todo período de desenvolvimento das formas de fundo, até a condição de equilíbrio ($t = t_e$). Isto ocorreu tanto para o cenário UNI quanto para o NU, já que no período $0,01t_e \leq t \leq t_e$ tal abordagem assume que as dimensões das *mini-ripples* são iguais às suas dimensões de equilíbrio, não sendo considerado o seu crescimento temporal, fazendo com que k_{sf} assumia seu valor máximo desde o segundo passo de tempo da simulação, visto que tal parâmetro é diretamente proporcional a η e λ . Em contrapartida, na abordagem CTV é modelado o crescimento temporal das formas de fundo partindo-se da condição de leito plano ($t = 0$) até a condição de equilíbrio, fazendo com que $k_{sf} = f(t)$ – e consequentemente $k_s = f(t)$ – da abordagem CTC fossem sempre relativamente superiores aos da CTV. Desta forma, com a resistência ao escoamento sendo superestimada desde o início da simulação, as velocidades de escoamento em CTC foram inferiores às velocidades em CTV para os mesmos valores de t , gerando a superestimativa de H para a mesma vazão, segundo a equação da continuidade.

Tal fato também fez com que a abordagem CTC subestimasse q_t durante toda a simulação, em ambos os cenários UNI e NU, já que, na abordagem CTV, a descarga sólida em todos os testes gerou $b \leq 2,5$, sinalizando apenas a existência de transporte por descarga de fundo, onde $q_t = q_b$. Desta forma, por q_b ser diretamente proporcional a U [já que T_s depende de u_{*s} , que por sua vez é calculado pela Equação (17)], a diminuição das velocidades de escoamento proporcionou o decréscimo temporal da descarga de fundo em CTV. Tais fatos corroboram as conclusões apresentadas por Granadier e Rauen (2019), no Apêndice 1, cujos dados basearam-se em condições diferentes das simulações deste estudo. Fisicamente, o decréscimo temporal de q_t na abordagem CTV representa que, na condição de leito plano ($t = 0$), a área do leito em contato direto com o fluxo e sob a ação de forças hidráulicas cisalhantes corresponde à totalidade da área do fundo do canal. Com o surgimento e crescimento de formas de fundo, tal área começa a ser sombreada/diminuída, graças ao surgimento das regiões de calha entre as cristas das *mini-ripples*, que potencializam a separação do escoamento e a dissipação turbulenta localmente. Como neste estudo considera-se

que o transporte por descarga de fundo depende diretamente da capacidade de transporte do trecho (T), segundo o modelo de Van Rijn (1984), a diminuição da área de ação cisalhante no leito também causa a diminuição da erosão e do transporte por descarga de fundo, gerando a redução de q_t conforme crescem η e λ .

Analisando-se a tendência da distribuição temporal de H e q_t para as simulações sob a abordagem CTV (FIGURA 30), notou-se que os maiores desvios no caso de referência, em relação à abordagem CTC, se localizaram no início do período de crescimento das formas de fundo. Ao longo do tempo, as curvas de CTV convergiram até atingirem valores iguais aos da abordagem CTC quando $t = t_e$, já que, em tal instante, as dimensões das formas de fundo na abordagem CTV atingem o equilíbrio. Desta forma, todos os demais parâmetros resultantes da simulação apresentaram a mesma tendência.

Com os valores de $q_t = f(t)$, foi possível obter o aporte sólido total simulado no trecho em estudo, constatando-se que seus valores sob a abordagem CTC, respectivamente sob os cenários UNI e NU, também foram subestimados em 36% e 25% em relação a CTV, devido à supracitada subestimativa de q_t .

Então, os resultados das simulações de H e q_t sob a abordagem CTV foram contrastados com suas respectivas faixas de referência para incertezas. O objetivo foi definir quais eram os percentuais de t , em relação ao tempo total das simulações (t_e), onde os desvios gerados entre as abordagens CTV e CTC superavam as FRIs para cada um dos dois parâmetros em análise. Para as profundidades simuladas, os desvios entre as abordagens superaram a FRI durante 29% do tempo para o cenário UNI, bem como durante 25% para o cenário NU. Já nas simulações de q_t , os desvios estiveram fora da FRI durante 15% do tempo para o cenário UNI e 6% do tempo para o cenário NU. Tais desvios corresponderam, respectivamente, aos aportes sólidos de 10,92 kg/s.m e 12,33 kg/s.m, representando 27% e 9,3% do aporte sólido total simulado pela abordagem CTV. Desta forma, constatou-se também que, quanto maior foi o grau de uniformidade do sedimento, maior foi o impacto das incertezas induzidas pelo uso da abordagem CTC em detrimento da CTV.

Os Casos 16 a 19 foram simulados sob a abordagem CTV, como forma de analisar as incertezas totais associadas à substituição das formulações que compõem o procedimento de cálculo. Observou-se que a variação das profundidades nos Casos 16 e 17, para ambos os cenários UNI e NU, apresentou similaridades quanto a suas tendências e magnitudes, com discrepâncias máximas de até 25%. Considerando a

descarga sólida total, a distribuição temporal de q_t no cenário NU possuiu magnitude visivelmente superior à do cenário UNI, já que tal distribuição possui maior d_{90} , incrementando T_s e q_b no Caso 18. Consta-se, desta forma, que a faixa de incertezas devido à substituição das formulações do modelo é mais acentuada quão menor for o grau de uniformidade da distribuição granulométrica.

Então, em posse dos dados de H e q_t dos Casos 16 a 19, simulados tanto pela abordagem CTV quanto pela CTC, determinou-se a proporção de tempo em que os desvios entre os resultados de cada abordagem superaram as FRIs para cada parâmetro. Para ambos os cenários UNI e NU, as profundidades simuladas pelo Caso 16 estiveram por mais tempo fora da FRI (cerca de 34% de t_e) em comparação com as simulações do Caso 17 (cerca de 22% de t_e). Já na simulação de q_t , os períodos de maior discrepância entre os resultados CTC e CTV foram observados no Caso 19 (92% de t_e para os cenários UNI e NU) em comparação aos resultados do Caso 18 (que variaram de 0% a 5%, nos casos UNI e NU, respectivamente).

4.3 PROCEDIMENTO PARA CÁLCULO DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DO LEITO VARIÁVEL EM FUNÇÃO DO DESENVOLVIMENTO DE FORMAS DE FUNDO – VERSÃO FINAL

A FIGURA 32 ilustra a sequência de cálculo de parâmetros conforme consta na versão final do procedimento proposto neste estudo para cômputo do efeito do desenvolvimento de *mini-ripples* ou dunas na variação temporal do coeficiente de rugosidade do leito aluvial, sob vazão constante ou variável. Tal versão final do procedimento de cálculo foi gerada a partir de sua versão preliminar, com a adaptação correspondente sendo respaldada pelas análises de sensibilidade e de estimativa de desvios apresentadas na Subseção 4.2.

Conforme Rauen e Granadier (2020) citam no Apêndice 2, os parâmetros hidráulicos da condição de equilíbrio são calculados com a lei geral da resistência [Equação (9)] e a equação de *Manning* [Equação (4)], com todos os parâmetros sendo referentes à condição de equilíbrio. Os coeficientes de *Manning* e *Nikuradse* e o parâmetro de *Shields* são calculados com as Equações (6) e (23), respectivamente. A condição de equilíbrio considerada no caso de vazão variável foi tratada como hipotética por Rauen e Granadier (2020), dado que esta pode não ser alcançada devido à variação da vazão – servindo como alvo instantâneo do desenvolvimento.

Rauen e Granadier (2020) também adaptaram o método de Coleman et al. (2005), até então apenas utilizado sob regime permanente, para uso sob vazão variável. Tal adaptação faz parte do procedimento proposto neste estudo (FIGURA 32) para viabilizar o cômputo da variação temporal do coeficiente de rugosidade do leito também sob regimes transientes de escoamento, concomitantemente ao desenvolvimento de formas de fundo.

Como saídas do procedimento de cálculo, têm-se as séries temporais de parâmetros hidrossedimentológicos de interesse, tais como nível de água e descarga sólida. A identificação das regiões de ocorrência de *mini-ripples* e dunas é feita, como parte desse procedimento, com base na FIGURA 6 e respectivas faixas de valores de d_* e T_s (conforme consta na Subseção 2.3.1).

4.4 APLICAÇÃO DO PROCEDIMENTO PROPOSTO

4.4.1 Desenvolvimento de *mini-ripples* sob vazão constante

Em um artigo derivado do presente estudo, Granadier e Rauen (2019) (vide Apêndice 1) simularam um canal largo com declividade suave e leito arenoso sob duas condições de vazão constante. Foi simulado o período de desenvolvimento de *mini-ripples* partindo-se de um leito plano até o equilíbrio, em escoamento turbulento e subcrítico. A variação temporal da rugosidade do leito foi calculada com procedimento similar ao apresentado na Subseção 4.1. Tal artigo² contém parte dos resultados previstos para atendimento ao objetivo específico a) deste estudo.

O aumento gradual do coeficiente de rugosidade do leito ocasionou um aumento concomitante do nível de água no canal, de modo que as simulações foram conduzidas com abordagem *quasi*-permanente e *quasi*-uniforme com a Equação (4). Notou-se efeito não desprezível do desenvolvimento de *mini-ripples* nas estimativas de nível de água e descarga sólida no canal simulado, relativamente à abordagem usualmente empregada de coeficiente de rugosidade temporalmente constante.

Quantitativamente, conforme apresentado no artigo do Apêndice 1:

² No momento da publicação do artigo de Granadier e Rauen (2019), o projeto nomeava as *mini-ripples* como “pequenas dunas”, assim como as abordagens CTC e CTV como métodos “estático” e “dinâmico”, respectivamente. Maiores informações podem ser encontradas no corpo do artigo.

[...] a abordagem estática superestimou a profundidade de escoamento durante todo o período de evolução das pequenas dunas, até o seu equilíbrio ($t_e \approx 120$ horas com $\theta_s/\theta_c = 2,0$; $t_e \approx 16$ horas com $\theta_s/\theta_c = 4,0$). As discrepâncias correspondentes foram de 19% no início do período simulado, e superiores a 5% no primeiro quarto das simulações – aqui considerado como o patamar de referência para a incerteza tipicamente associada à determinação de tal parâmetro, segundo Soulsby (1997). (GRANADIER; RAUEN, 2019, p. 6).

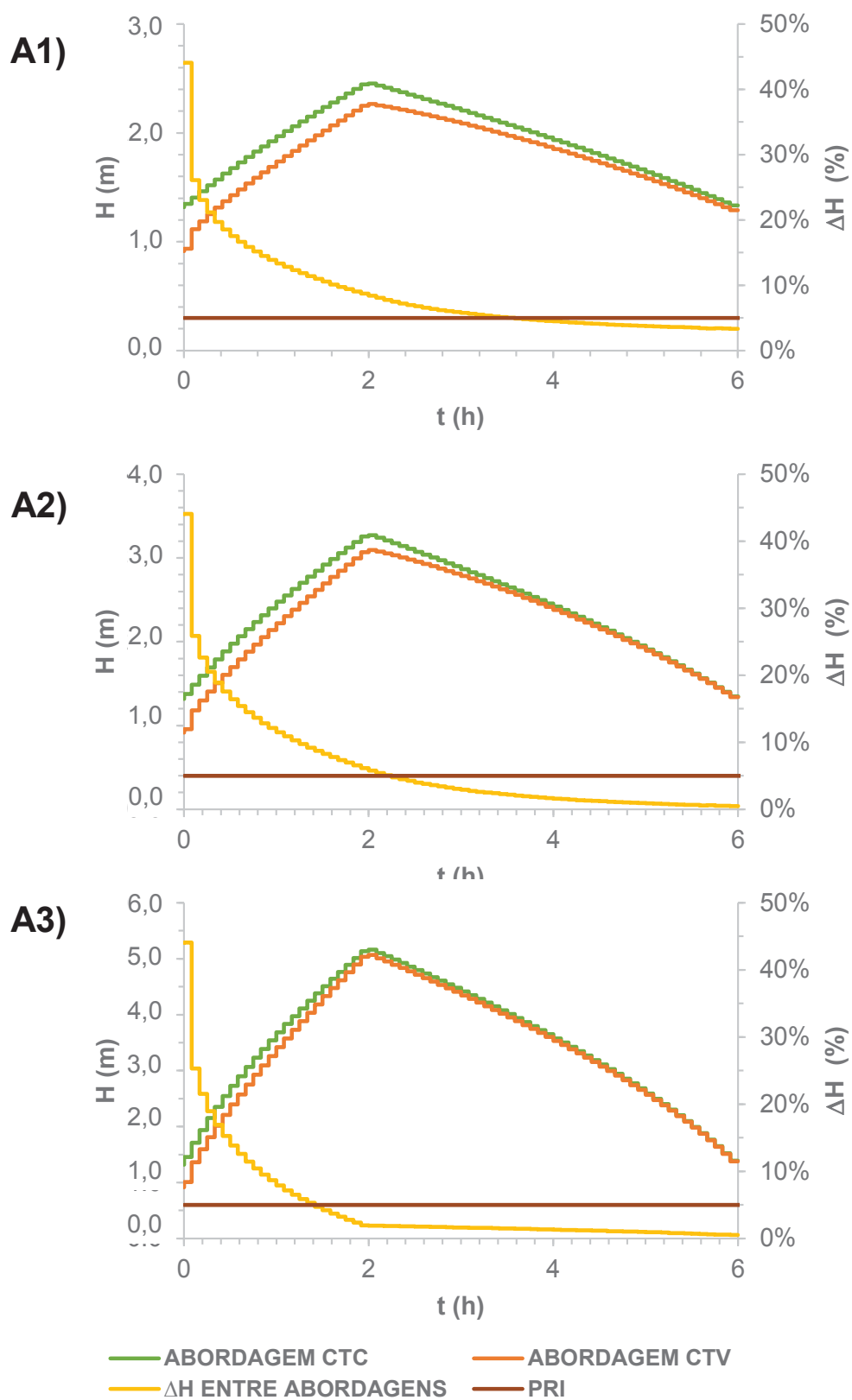
[...] as descargas sólidas de fundo e de suspensão foram subestimadas com a abordagem estática frente à abordagem dinâmica durante o período de evolução das pequenas dunas. Consequentemente, com a abordagem estática o aporte sólido total estimado para o trecho foi 81% (5x) menor do que aquele calculado com a abordagem dinâmica para $\theta_s/\theta_c = 2,0$ (diferença de 19 kg/m), e 27% (1,4x) menor para $\theta_s/\theta_c = 4,0$ (diferença de 89 kg/m). Estas discrepâncias foram consideradas altas, mesmo em relação as incertezas usualmente envolvidas na determinação de descargas sólidas. (GRANADIER; RAUEN, 2019, p. 8).

4.4.2 Desenvolvimento de *mini-ripples* sob vazão variável

A FIGURA 33 e a FIGURA 34 apresentam os hidrogramas de nível ($H \times t$) obtidos para cada caso de simulação e sob as abordagens CTC e CTV, que são descritos pela TABELA 4 e nomeados por códigos, com prefixo referindo-se ao tipo de bacia da simulação (A ou B , que se distinguem no tempo de base do hidrograma) e com sufixo representando o número do cenário em questão (1, 2 ou 3, que se distinguem pelo tempo de equilíbrio das formas de fundo dentro do hidrograma). No eixo vertical secundário, exibido à direita dos gráficos, são apresentados os desvios relativos percentuais entre as profundidades obtidas sob as abordagens CTV e CTC, em cada passo de tempo, calculados conforme a Equação (58), em contraste ao patamar de referência aceitável para incertezas.

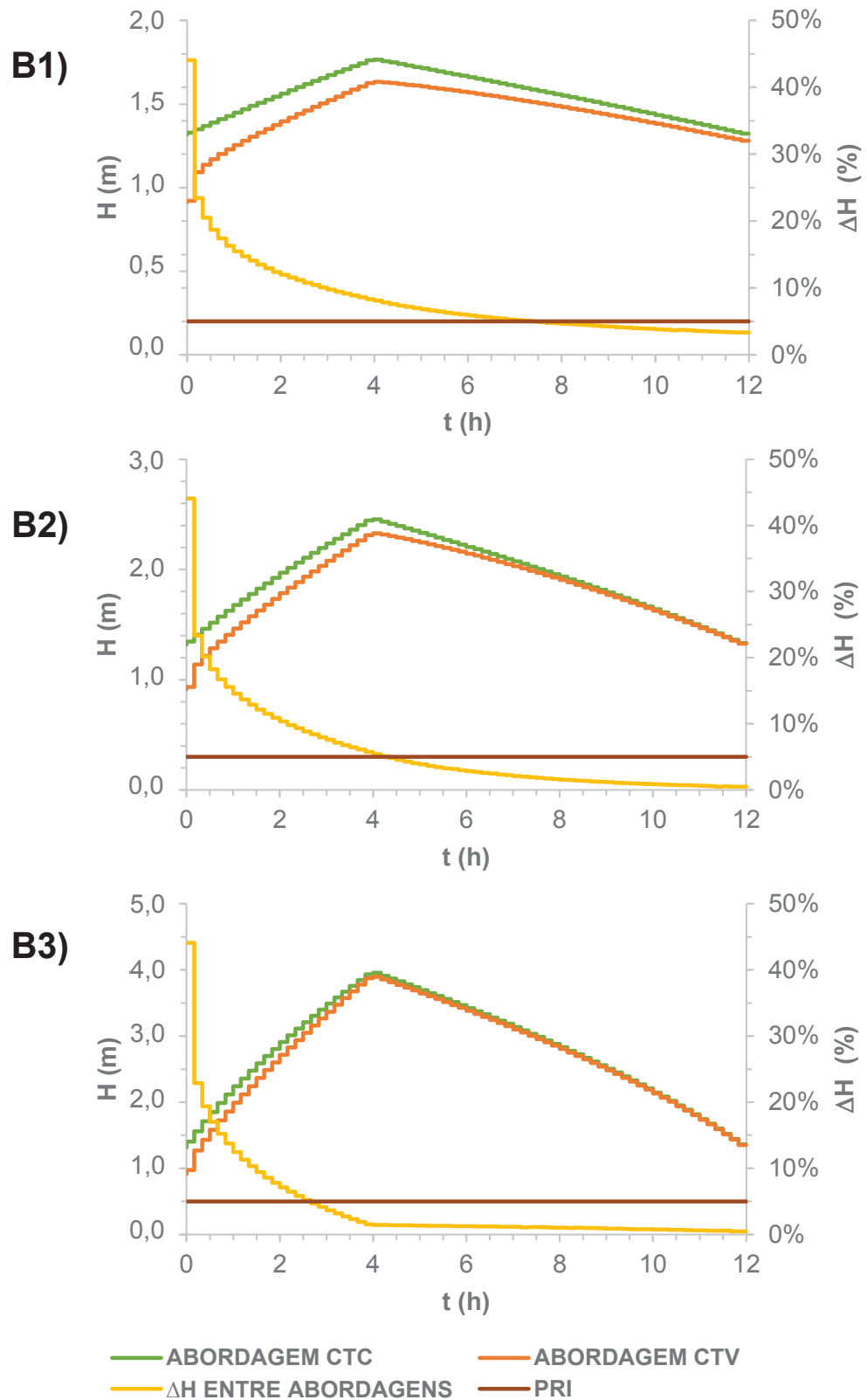
Com base na FIGURA 33 e na FIGURA 34, observa-se que os picos dos hidrogramas de nível, para as duas abordagens do cálculo de n , situam-se em fase com os picos dos respectivos hidrogramas de vazão que as geraram – i.e. os picos de H e Q ocorrem no mesmo passo de tempo, a partir de $t = 2$ h para a bacia A e a partir de $t = 4$ h para a bacia B . Observa-se ainda que, para todos os casos, o primeiro passo de tempo fornece o maior desvio da simulação, já que neste período o leito é considerado plano (i.e. sem formas de fundo) na abordagem CTV, sendo a resistência ao escoamento composta apenas por sua parcela de atrito (k_{ss}).

FIGURA 33 – HIDROGRAMAS DE NÍVEL GERADOS PELAS SIMULAÇÕES DAS ONDAS DE CHEIA A1, A2 E A3, SOB AS ABORDAGENS CTC E CTV, COM REPRESENTAÇÃO DOS DESVIOS ENTRE AS PROFUNDIDADES OBTIDAS EM RELAÇÃO AO PATAMAR DE REFERÊNCIA ACEITÁVEL PARA INCERTEZAS (PRI)



FONTE: O autor (2020).

FIGURA 34 – HIDROGRAMAS DE NÍVEL GERADOS PELAS SIMULAÇÕES DAS ONDAS DE CHEIA B1, B2 E B3, SOB AS ABORDAGENS CTC E CTV, COM REPRESENTAÇÃO DOS DESVIOS ENTRE AS PROFUNDIDADES OBTIDAS EM RELAÇÃO AO PATAMAR DE REFERÊNCIA ACEITÁVEL PARA INCERTEZAS (PRI)



FONTE: O autor (2020).

Deste modo, notando-se que k_{ss} possui menor magnitude em relação à resistência de forma (k_{sf}), a abordagem CTV subestima as profundidades em relação às simulações com CTC, já que, na última, o escoamento possui menor energia específica durante toda a simulação, visto que se considera n relativo à condição de equilíbrio das *mini-ripples* desde $t = 0$. De modo geral, com o crescimento das formas de fundo nos instantes iniciais das simulações, percebe-se também a concomitante diminuição do desvio relativo entre as profundidades, visto que, na abordagem CTV, a parcela k_{sf} começa a ser incrementada em direção à condição de equilíbrio – que já está sendo considerada na abordagem CTC.

Nota-se, ainda na FIGURA 33 e na FIGURA 34, que os desvios relativos possuem distribuições com tendências similares, para todos os seis casos de simulação, sem pontos de inflexão pronunciados e variando na faixa de 44% a 3% para os Casos A1 e B1, bem como de 44% a 0% para os demais Casos. Tal fato apresenta indícios de que o tempo de base da bacia pouco influenciou na geração dos hidrogramas de nível, o que pode ser percebido comparando-se resultados para os Casos de prefixo *A* e *B*. Os Casos do Cenário 1 apresentam os maiores desvios dentre todos, visto que neles, para a abordagem CTV, as *mini-ripples* estão em processo de desenvolvimento durante toda a simulação e nunca atingem a condição de equilíbrio – i. e. nunca se igualam às profundidades obtidas na abordagem CTC durante o mesmo passo de tempo. Analisando-se os Casos do Cenário 2, nota-se que as curvas de desvios apresentadas possuem menores magnitudes em relação aos Casos do Cenário 1, o que ocorre já que, em $t = t_b$, as formas de fundo atingem o tempo de equilíbrio na abordagem CTV, gerando a mesma profundidade em relação à abordagem CTC. Já nos Casos do Cenário 3, os desvios assumem menores magnitudes em relação aos outros dois Cenários, tornando-se constantes e iguais a zero a partir de $t = t_p$, quando as formas de fundo atingem o equilíbrio e assim permanecem durante toda a simulação.

Para representar estes desvios com base no patamar de incertezas aceitáveis para a simulação da profundidade, a TABELA 6 apresenta o tempo total dentro da simulação onde seus desvios relativos foram superiores a $\pm 5\%$, tanto em valores absolutos (horas) quanto em valores percentuais.

TABELA 6 – TEMPO EM QUE OS DESVIOS ΔH NAS PROFUNDIDADES SIMULADAS ENTRE AS ABORDAGENS CTC E CTV FORAM SUPERIORES AO PATAMAR DE REFERÊNCIA ACEITÁVEL PARA INCERTEZAS EM SUA MODELAGEM

Bacia	Cenário	C_Q	Tempo fora do patamar de incertezas ($\pm 5\%$) (h)	Tempo fora do patamar de incertezas ($\pm 5\%$) (%)
A ($t_b = 6$ h)	1 ($t_e/t_b = 0,5$)	2,82	3,617	60,28
	2 ($t_e = 6$ h)	4,54	2,283	38,06
	3 ($t_e = 2$ h)	9,60	1,450	24,17
B ($t_b = 12$ h)	1 ($t_e/t_b = 0,5$)	1,63	7,533	62,78
	2 ($t_e = 12$ h)	2,82	4,367	36,39
	3 ($t_e = 4$ h)	6,20	2,700	22,50

FONTE: O autor (2020).

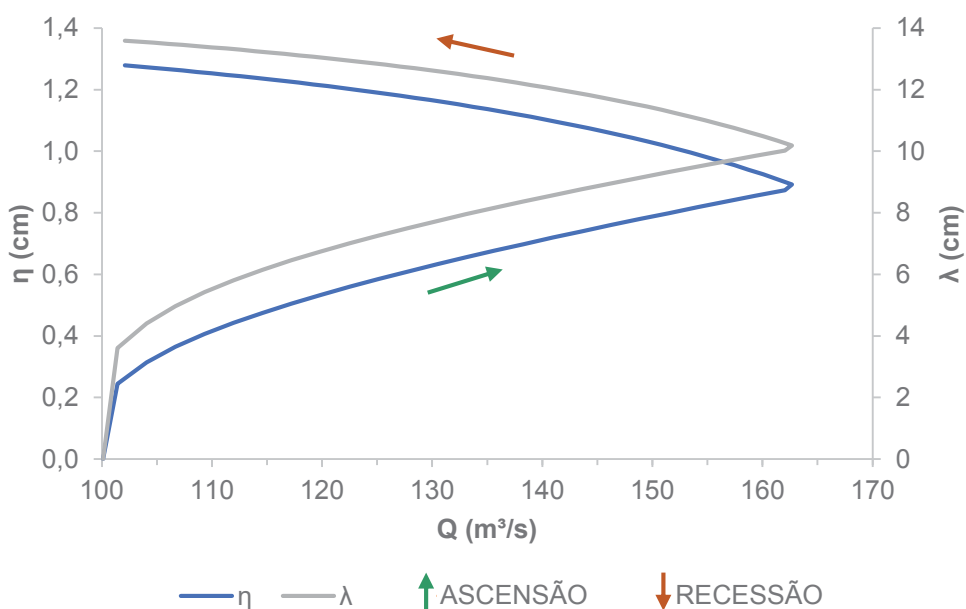
Os resultados da TABELA 6 apontam que o momento no qual as *mini-ripples* atingem o equilíbrio, dentro do hidrograma de cheia, possui efeito muito significativo na importância relativa de considerar-se a abordagem CTV para as simulações. Pode-se observar que, quanto mais tempo, proporcionalmente à duração da onda de cheia, as formas de fundo passam em desenvolvimento, maiores serão os desvios gerados entre as profundidades obtidas. Logo, o tempo proporcional de desenvolvimento das *mini-ripples* é diretamente proporcional à importância relativa de considerar-se n temporalmente variável, calculado de acordo com o desenvolvimento temporal das formas de fundo.

Com base na TABELA 6, também se percebe que, para todos os Cenários, o tempo fora do patamar de referência é similar entre as bacias A e B, com desvios percentuais de aproximadamente 2,3% entre os Casos de cada Cenário. Isso significa que a magnitude dos desvios variou, principalmente, apenas de acordo com o tempo de equilíbrio das formas de fundo, que, por sua vez, em uma mesma bacia, aumenta conforme o coeficiente C_Q diminui para um mesmo canal. Desta forma, conclui-se também que a importância relativa de promover-se a modelagem sob a abordagem CTV é inversamente proporcional à vazão de pico de cheias que ocorram em um mesmo canal, numa mesma bacia.

Analisando-se a evolução temporal das dimensões das formas de fundo na modelagem de cenários CTV, é possível notar a presença de histerese nos seis Casos

simulados. Um exemplo é apresentado na FIGURA 35 para o Caso B1, que ilustra a variação de η e λ de acordo com a vazão da onda de cheia, em seus ramos de ascensão e recessão. Desta forma, nota-se que a adaptação do modelo de Coleman et al. (2005) promovida no âmbito deste estudo e descrita conforme Rauen e Granadier (2020), para uso em modelagem sob regime *quasi*-transiente, apresentou tendência condizente ao comportamento físico detectado pelos dados de campo de Julien et al. (2002) relativos à passagem de ondas de cheia sobre leitos móveis sedimentares.

FIGURA 35 – VARIAÇÃO DAS DIMENSÕES DAS FORMAS DE FUNDO (η – ALTURA E λ – ESPAÇAMENTO) EM FUNÇÃO DA VAZÃO DO HIDROGRAMA DE CHEIA PARA O CASO B1 SOB A PRESENÇA DE *MINI-RIPPLES*

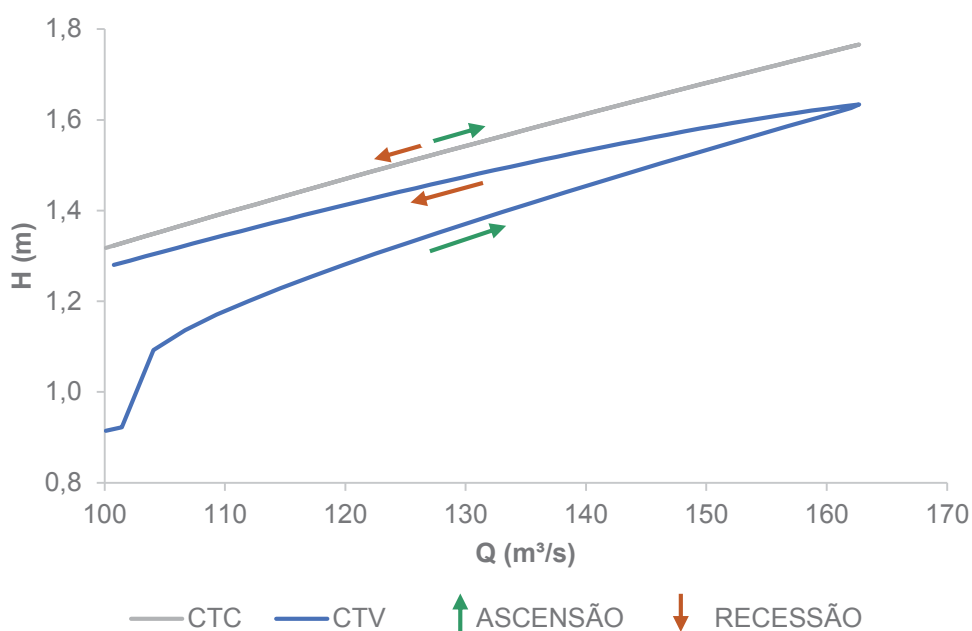


FONTE: O autor (2020).

Como as dimensões das formas de fundo influenciam a resistência ao escoamento por incrementarem a parcela de resistência de forma (k_{sf}) [Equação (13)], o coeficiente n acaba absorvendo as histereses nelas observadas, transmitindo-as para as profundidades simuladas. É possível observar tal comportamento no exemplo apresentado pela FIGURA 36, que ilustra as curvas-chave obtidas para o Caso B1, considerando as abordagens CTV e CTC. Pode-se perceber que, para simulações CTV, uma mesma vazão pode apresentar desvios de até 40 cm entre as profundidades simuladas nos ramos de ascensão e recessão do hidrograma,

enquanto na abordagem CTC, a relação de proporcionalidade entre H e Q é sempre constante. Este último comportamento ocorre já que, como o coeficiente de rugosidade é formado apenas pelas dimensões de equilíbrio das formas de fundo, que são constantes para as *mini-ripples* durante toda a simulação, a relação entre H e Q acaba tornando-se fixa para cada valor de n .

FIGURA 36 – CURVAS-CHAVE DAS SIMULAÇÕES DAS ONDAS DE CHEIA SOB O DESENVOLVIMENTO DE *MINI-RIPPLES* NAS ABORDAGENS CTC E CTV PARA O CASO B1



FONTE: O autor (2020).

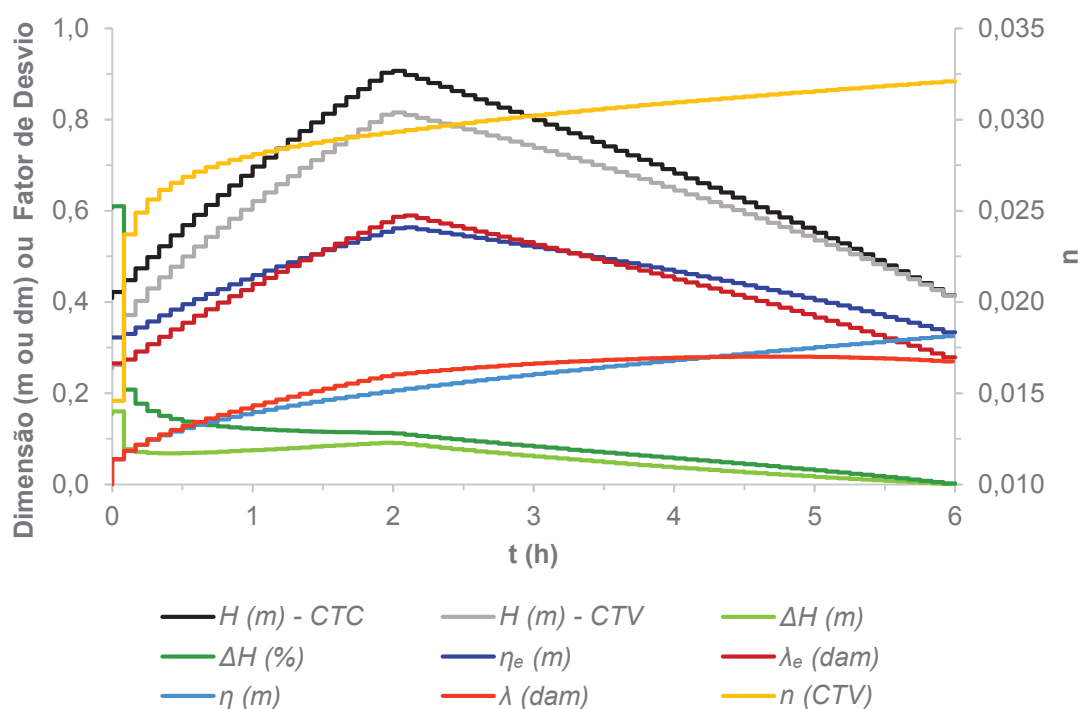
4.4.3 Desenvolvimento de dunas sob vazão variável

Esta seção apresenta os resultados obtidos para a simulação da passagem de uma onda de cheia sobre canal com leito coberto por dunas, considerando as abordagens de cálculo da resistência ao escoamento vinculada ao coeficiente n , cuja determinação se dá tanto de modo temporalmente variável (CTV) quanto temporalmente constante (CTC, com o campo de dunas em equilíbrio).

A FIGURA 37 apresenta um panorama geral dos resultados das simulações, referentes ao período compreendido entre os ramos de ascensão e recesso do hidrograma de cheia (FIGURA 38, página 133), apresentando distribuições temporais para: (i) os hidrogramas de nível para ambas as simulações CTV e CTC; (ii) os desvios

absolutos [ΔH (m)] entre as profundidades obtidas nas simulações CTV e CTC, calculados conforme a Equação (57); (iii) os desvios percentuais relativos [ΔH (%)] entre as profundidades das abordagens CTV e CTC, calculados conforme a Equação (58); (iv) as dimensões de equilíbrio das dunas (η_e e λ_e) para a simulação CTC; (v) as dimensões das dunas (η e λ) em desenvolvimento para a simulação CTV; (vi) os coeficientes de rugosidade de *Manning* para as simulações CTV, relacionadas ao eixo vertical secundário (à esquerda) do gráfico.

FIGURA 37 – PARÂMETROS RELEVANTES OBTIDOS PELA SIMULAÇÃO DA ONDA DE CHEIA SOB LEITO COBERTO POR DUNAS, RELATIVOS AO EIXO VERTICAL DA DIREITA, COM EXCEÇÃO DA CURVA DE n PARA A ABORDAGEM CTV, RELATIVA AO EIXO VERTICAL DA ESQUERDA

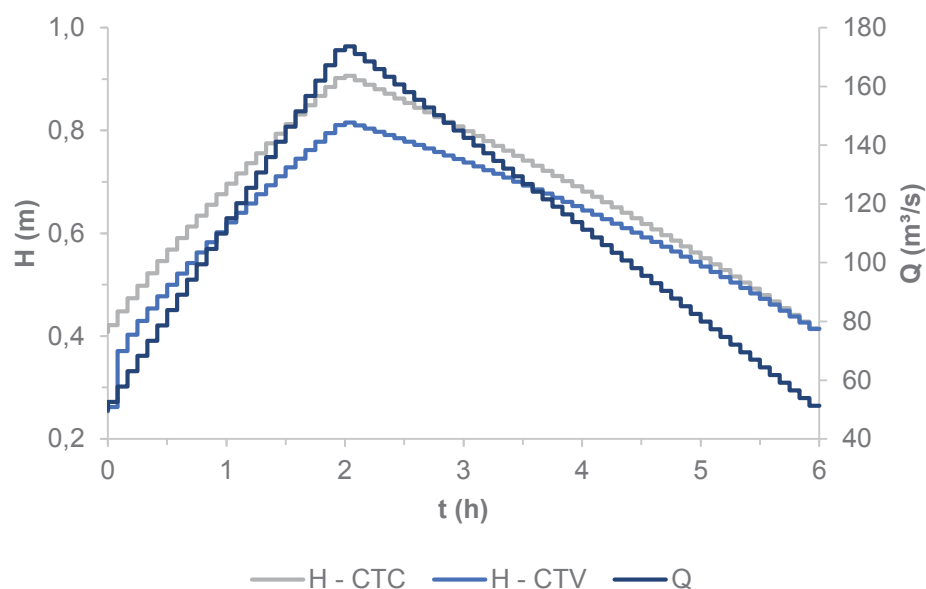


FONTE: O autor (2020).

De acordo com os resultados da FIGURA 38, nota-se que as profundidades simuladas pelas abordagens CTV e CTC seguem, simultaneamente, as tendências dos ramos de ascensão e recessão do hidrograma de vazão, com picos em fase. Isto se deve às condições de simulação de escoamento *quasi*-uniforme e *quasi*-permanente (a cada passo de tempo) no trecho de canal simulado. Nota-se, também, que o hidrograma de nível da abordagem CTC, durante todo o período de simulação, é superestimado em relação ao hidrograma de nível da abordagem CTV. Isso ocorre

já que a primeira abordagem considera apenas as dimensões iguais às de equilíbrio durante toda a simulação, enquanto na última, se considera o desenvolvimento temporal das dunas partindo-se da condição de leito plano até o equilíbrio.

FIGURA 38 – REPRESENTAÇÃO DO HIDROGRAMA DE CHEIA E DOS HIDROGRAMAS DE NÍVEL GERADOS PELA SIMULAÇÃO DA ONDA DE CHEIA DO CASO B1 SOB A PRESENÇA DE DUNAS



FONTE: O autor (2020).

Na FIGURA 37, observa-se que, ao longo da simulação, o valor de n da abordagem CTV cresceu conforme se dava a variação da vazão, devido ao desenvolvimento das dunas. Tal comportamento também foi observado nas simulações com *mini-ripples*, no entanto, diferiu da relação $n \times Q$ assumida no estudo de Li e Jun (2018), conforme a FIGURA 8. Isto ocorreu já que, no presente estudo, considerou-se o desenvolvimento de formas de fundo como sendo o único parâmetro a governar a resistência ao escoamento (desconsiderando-se outros efeitos).

Observando-se inicialmente o contraste entre as dimensões das formas de fundo obtidas nas abordagens CTV e CTC, conforme a FIGURA 37, nota-se que, diferente das simulações para *mini-ripples* (Subseção 4.4.2), a abordagem CTC aplicada a dunas fornece valores de η_e e λ_e em função do tempo, dados os seus vínculos com $H(t)$, conforme a Equação (43). A tendência dessas curvas esteve em fase com o hidrograma, havendo crescimento das dimensões de equilíbrio com crescimento de Q , bem como diminuição simultânea ao decréscimo de Q . Tal

comportamento não foi refletido nas dimensões temporais da abordagem CTV, visto que se fixou a hipótese de leito inicialmente plano até o equilíbrio. Portanto, especialmente durante a passagem de uma onda de cheia, cabe notar como fica questionável a consideração de campo de dunas com dimensões em equilíbrio (constantes), já que ela pode nunca ocorrer – dada a relação física entre η_e e λ_e com H , na Equação (43). Isso vai de encontro à prática vigente em modelagem hidráulica em calcular coeficientes de rugosidade do leito a partir de dimensões de equilíbrio de dunas, conforme ressaltado na Subseção 2.4.1.

Percebe-se, também na FIGURA 37, que tais dimensões são superestimadas em relação à abordagem CTV, comportamento este que já era esperado, visto que as dimensões de equilíbrio correspondem a seus máximos valores possíveis para cada condição de escoamento, de acordo com as delimitações práticas deste teste.

Quando foram utilizados para o cálculo da profundidade, os valores de n na abordagem CTV propagaram as discrepâncias entre $H(t)$ para CTV e CTC, gerando os desvios ilustrados pela FIGURA 37. Estes desvios $[\Delta H(\%)]$ iniciaram em 20% para $t = 0$ e foram gradualmente reduzidos, com o passar do tempo, permanecendo acima do patamar de referência (que é de 5% para H) durante 72% do tempo de simulação. Em contraste, nota-se que esta potencial melhoria de capacidade preditiva da modelagem realizada com a abordagem CTV supera, em uma ordem de grandeza, os desvios de origem metodológica do procedimento de discretização do hidrograma, apresentados na Subseção 3.6.2.

Observando a curva de ΔH na FIGURA 37, percebe-se que o maior desvio absoluto entre as distribuições de $H(t)$ equivale a $\Delta H \approx 16$ cm, ocorrendo durante o passo de tempo inicial – visto que, em tal período, as dunas encontram-se em início de desenvolvimento na abordagem CTV, possuindo dimensões emergentes [$\eta(t) = 0,0545$ m e $\lambda(t) = 0,554$ m] e com máxima discrepância em relação às consideradas pela abordagem CTC, que já opera sob a condição de equilíbrio, onde $\eta(t) = \eta_e(t) = 0,322$ m e $\lambda(t) = \lambda_e(t) = 2,65$ m.

As distribuições de $H(t)$ e $H(t, n)$ apresentadas pela FIGURA 37 são comparáveis às curvas de $H(t)$ e $H(t, n)$ simuladas sob a ação das *mini-ripples*, no Cenário A2 (FIGURA 33), visto que ambas as simulações atingiram $t/t_e = 0,5$ em $t = t_b$, bem como consideraram $t_b = 6$ h. Nota-se que a tendência de variação do parâmetro de desvio para o nível de água entre as abordagens CTC e CTV é similar para ambos

os casos. Observa-se que, em valores absolutos, os desvios entre as abordagens de cálculo do coeficiente n foram superiores para dunas, frente aos desvios obtidos nas simulações com *mini-ripples*. Isso ocorre já que, pelo fato de dunas possuírem maiores dimensões, a parcela de resistência de forma a elas atribuída aumenta a resistência ao escoamento. Deste modo, como a principal diferença entre o cálculo de n temporalmente variável em relação à consideração de n em equilíbrio (constante) se dá justamente pela variação temporal da parcela de k_{sf} , os desvios se dão de modo mais pronunciado para as dunas. Apesar de se considerar o patamar de referência para incertezas na profundidade igual a $\pm 5\%$, tanto para dunas quanto para *mini-ripples*, o efeito prático no cômputo de parâmetros do escoamento é maior para dunas.

Observa-se, também, que a proporção de tempo na qual os desvios nas profundidades simuladas situaram-se fora de tal patamar de referência para incertezas foi similar entre dunas e *mini-ripples* (72% e 66%, respectivamente). Tal semelhança pode decorrer da seleção dos critérios de dimensionamento e características do hidrograma, especificamente considerando que a relação t_p/t_b foi sempre igual a 1/3. Estudos futuros podem averiguar melhor tal questão.

Considerando a relação entre as dimensões de equilíbrio das dunas com a profundidade do escoamento, durante a simulação e após o ramo de recessão, o t_e calculado com a equação de Coleman et al. (2005) diminui – fazendo com que as dimensões de equilíbrio das dunas diminuíssem temporalmente e convergissem com as dimensões do crescimento já obtidas anteriormente. Isso fez com que, no fim da simulação, mesmo que t/t_e fosse igual a 0,5, os hidrogramas de nível das simulações, considerando n variável e n constante, fossem parecidos (para *mini-ripples*, isso ocorreria em $t/t_e = 1$).

5 CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

A principal contribuição geral almejada por este estudo foi subsidiar melhores compreensão de processos e capacidade de representação da resistência ao escoamento em trecho de canal de grande largura com superfície livre, sobre leito arenoso com transporte de sedimentos ativo, contemplando o desenvolvimento de formas de fundo. Neste contexto, o principal produto inédito gerado consiste no procedimento desenvolvido para cômputo temporalmente variável da condição de contorno do leito, como função das dimensões de formas de fundo durante seu desenvolvimento (abordagem CTV) – não apenas para uma condição de equilíbrio, conforme contemplado pelo estado-da-arte (abordagem CTC). Configurações de não-equilíbrio do leito decorrem, por exemplo, do crescimento de formas de fundo a partir de um leito plano e/ou da variação dimensional entre duas configurações de leito serrilhado. Nestes casos, as dimensões das formas de fundo – e, portanto, a resistência ao escoamento por elas imposta – podem ser significativamente diferentes do respectivo valor do equilíbrio. Em essência, o procedimento aqui proposto cria uma retroalimentação morfodinâmica, envolvendo as condições do escoamento e do leito na escala de um trecho fluvial, sendo implementável em planilha ou podendo ser adaptada dentro de modelos hidrossedimentológicos 1D.

Em análises preliminares acerca das incertezas metodológicas do procedimento, constatou-se que a seleção de uma equação, em detrimento de outras disponíveis na literatura para o cálculo de um mesmo parâmetro, é capaz de introduzir desvios práticos relevantes nos resultados de H e q_t – principalmente em leitos com granulometria uniforme. Isto ocorreu, em cenários sob vazão constante e com a ocorrência isolada de *mini-ripples*, durante a alteração de equações para o cálculo de k_{ss} , k_{sf} e u^*_s , sendo as maiores incertezas metodológicas fornecidas pelo coeficiente α , por este teoricamente admitir uma ampla faixa de valores ($9 \leq \alpha \leq 90$). Constatou-se, também, que erros teóricos na manipulação de equações, como o não-particionamento de variáveis associadas à mobilidade do leito, cuja ocorrência foi observada na literatura técnica, também possuem a capacidade de descaracterizar os resultados de q_t nas simulações, superestimando-a em até duas ordens de grandeza.

De acordo com os resultados de simulações exploratórias, observa-se a existência de desvios relevantes entre parâmetros hidrossedimentológicos simulados sob as abordagens CTC e CTV. Os desvios mais significativos ocorrem nos instantes

iniciais das simulações, em ambos os regimes *quasi*-permanente e *quasi*-transiente, justamente pela abordagem CTC considerar a existência de dimensões de equilíbrio das formas de fundo desde o início da simulação – superestimando a resistência ao escoamento em comparação à CTV. Por isto, especificamente durante a passagem de ondas de cheia, os maiores desvios entre as abordagens são observados no ramo de ascensão do hidrograma – tornando este o período no qual o uso da abordagem CTV é mais relevante. A magnitude destes desvios também é superior na presença de dunas, em comparação à existência de *mini-ripples*, já que as primeiras possuem maiores dimensões e introduzem maior resistência de forma no sistema. Também em cheias com a presença de dunas, a configuração morfológica do leito pode nunca se aproximar do equilíbrio, mas apenas variar, continuamente, entre estados sucessivos de não-equilíbrio concomitantemente à variação de parâmetros hidráulicos, tais como a vazão de escoamento – fazendo com que os desvios entre CTC e CTV também sejam prolongados temporalmente em comparação à presença de *mini-ripples*.

As discrepâncias nos resultados gerados entre as abordagens CTC e CTV podem gerar implicações práticas, que se refletem em instrumentos de apoio à tomada de decisão na gestão de recursos hídricos. No contexto das simulações realizadas neste estudo – nas quais sempre se partiu de um leito plano e houve aumento monotônico das dimensões das formas de fundo até as dimensões de equilíbrio – mapas de áreas alagáveis gerados a partir de estimativas de nível de água obtidas com a abordagem CTV seriam menos conservadores do que os correspondentes à abordagem CTC. Já na simulação da descarga sólida, também no contexto das simulações realizadas neste estudo, a abordagem CTC seria menos conservadora do que a CTV pois subestimaria taxas de erosão e deposição, por exemplo.

Contudo, nota-se que a abordagem CTV pode ser mais conservadora do que a abordagem CTC para estimar níveis de água no período de recessão de uma cheia fluvial ou em outra situação na qual sejam gradualmente reduzidas as dimensões de dunas. Já a descarga sólida pode ser subestimada pela abordagem CTV em relação à CTC, em tal cenário. Isto pode ocorrer pois, em tais situações, a abordagem CTC consideraria ocorrência instantânea de dimensões de equilíbrio que seriam inferiores às dimensões de dunas em processo de desenvolvimento (redução dimensional, nesse caso). Além disso, durante as cheias, a abordagem CTV pode captar a histerese na curva-chave, por exemplo, o que não foi constatado em simulações CTC.

A necessidade de utilizar-se a abordagem CTV frente à CTC é relativa, dependendo diretamente da finalidade da simulação e do seu grau de incertezas aceitáveis. Índícios apontam que seu uso seja mais relevante em trechos com leito composto por sedimentos arenosos mais grosseiros (que ofereçam altos d^* , favorecendo a presença de dunas) e sujeitos à ação de gradientes hidrológicos (que alterem as características dimensionais das formas de fundo). No uso em simulações de cheias, a forma do hidrograma é determinante para a preferência do método CTV, dada sua capacidade de governar o período necessário para que as formas de fundo atinjam o equilíbrio. Em suma, considerando-se um trecho de mesma geometria e distribuição granulométrica do leito, há indícios de que a taxa de crescimento das formas de fundo seja menor em casos onde o hidrograma de cheia possua baixos Q_p e t_b , relativamente a outro hidrograma hipotético no mesmo trecho (com mesmo Q_b) – fazendo com que o equilíbrio seja atingido mais tardiamente e que desvios em parâmetros simulados sob as abordagens CTC x CTV sejam relevantes por mais tempo.

Como forma de potencializar seu uso prático, recomenda-se que estudos futuros busquem adaptar o procedimento desenvolvido para operar de modo associado ou diretamente implementado ao código de modelos computacionais já difundidos. Com a aplicação da ferramenta a cenários práticos de simulação, será possível avaliar sua resposta sob a imposição de diferentes condições hidrossedimentológicas, subsidiando a criação de um processo quali-quantitativo de tomada de decisão para o uso da abordagem CTV, em detrimento da CTC, baseando-se na magnitude de incertezas aceitáveis pelo modelador, caso a caso – otimizando-se, assim, o custo computacional do procedimento. A acurácia correspondente das simulações pode ser verificada com base nas estimativas de níveis de água e descarga sólida e/ou seus impactos práticos, tais como em estudos de risco e mapeamento de áreas alagáveis e do aporte sólido a reservatórios.

Já como forma de aperfeiçoar o procedimento, bem como mitigar potenciais incertezas metodológicas, estudos futuros podem comparar sua resposta quando simulado com hidrogramas de cheia sob diferentes relações t_b/t_p , visto que, no presente estudo, tal relação foi constante e igual a três, o que pode ter gerado inconsistências na comparação direta de resultados entre *mini-ripples* e dunas. Hidrogramas com diferentes razões t_b/t_e e t_p/t_e também podem ser empregadas, como forma de investigar com maior profundidade os desvios apresentados entre as

abordagens CTC e CTV, dados os indícios de que tais parâmetros foram governantes no controle da taxa de desenvolvimento das formas de fundo. Também podem ser utilizados dados de campo ou experimentais para o teste e a calibração de coeficientes do modelo, principalmente de α , visto que este foi o parâmetro mais sensível na geração de incertezas durante a modelagem com *mini-ripples*. No caso específico da formação de dunas, há a necessidade de simular e avaliar o comportamento da abordagem CTV sob diferentes configurações de leito serrilhado (ora com aumento das dimensões, ora com redução), sucessivamente, visto que o presente estudo considerou apenas sua tendência monotônica de crescimento. Testes experimentais também podem ser úteis para subsidiar a investigação da faixa de validade prática das equações de t_e para *mini-ripples* e dunas, bem como para aumentar a base de dados disposta por Coleman et al. (2005) – devendo tais dados serem particionados para representarem consistentemente os parâmetros de mobilidade do leito. Por fim, sugere-se adaptar e avaliar a resposta do procedimento, sob abordagem CTV, frente a condições de desenvolvimento das formas de fundo não contempladas por este estudo – como a presença de *mega-ripples* e a ocorrência de fenômenos de transição entre diferentes tipos de formas de fundo numa mesma simulação.

REFERÊNCIAS

- ALLEN, J. R. L. The nature and origin of bed-form hierarchies. **Sedimentology**, v. 10, n. 3, p.161-182, abr. 1968.
- ATHAULLAH, M. **Prediction of bedforms in erodible channels**. Tese de Pós-doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Colorado State University, Fort Collins (EUA), 1968.
- BAAS, J. H. Dimensional analysis of current ripples in recent and ancient depositional environments.” **Geologica Ultraiectina**, Departamento de Geologia – Universidade de Utrecht (Holanda), v. 106, p. 1-199, 1993.
- BERNARDINO, J. C. M. **Estabilidade de cursos d'água escoando sobre leitos aluvionares não coesivos**. 2005. 392 f. Dissertação (mestrado em Engenharia Hidráulica), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.
- BROWNLIE, E. R. Flow depth in sand bed channels. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 109, n. 7, p. 959-990, 1983.
- BRUNNER, G. W. **HEC-RAS 4.1 river analysis system**: hydraulic reference manual. Davis (EUA): US Army Corps of Engineers, 2010.
- BRUNNER, G. W. **HEC-RAS 5.0 river analysis system**: hydraulic reference manual. Davis (EUA): US Army Corps of Engineers, 2016.
- COLEMAN, S. E.; ZHANG, M. H.; CLUNIE, T. M. Sediment-wave development in subcritical water flow. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 131, n. 2, p. 106-111, fev. 2005.
- COLEMAN, S. E.; ELING, B. Sand wavelets in laminar open-channel flows. **Journal of Hydraulic Research**, v. 38, n. 5, p. 331-338, 2000.
- CHRISTODOULOU, G. C.; STAMOU, A. I. **Environmental hydraulics**. Londres (Inglaterra): Taylor & Francis Group, 2010. 1288 p.
- DELTARES. **Delft3D-FLOW 3.15: user manual**. Delft (Holanda): Deltares, 2014.
- EINSTEIN, H.A.; BANKS, R. B. Fluid resistance of composite roughness. **Transactions American Geophysical Union**, v. 31, n. 4, p. 603-610, 1950.
- EMERGENCY EVENTS DATABASE (EM-DAT). **Economic losses, poverty and disasters**: 1998-2018. Bruxelas (Bélgica): CREED, 2018. 33 p.
- ENGELUND, F.; HANSEN, E. **A monograph on sediment transport in alluvial streams**. Copenhagen (Dinamarca): Universidade Técnica da Dinamarca, 1967. Relatório Técnico.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações de pontes**: Hidráulica e Geotécnica. 2 ed. Recife: Editora UFPE, 2008. 328 p.

GRANADIER, V. **Projeto otimizado de um sistema de captação subsuperficial com pré-filtração de água**. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação em Engenharia Civil) – Núcleo de Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade Positivo, Curitiba, 2017.

GRANADIER, V. RAUEN, W. B. **Importância relativa do desenvolvimento de pequenas dunas na modelagem hidrossedimentológica fluvial**. In: XXIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2019. Anais do XXIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Foz do Iguaçu: ABRH, 2019, p. 1-10. Disponível em: <<http://anais.abrh.org.br/works/6092>>. Acesso em: 15 dez. 2019.

JEPPSON, R. **Open channel flow**: numerical methods and computer applications. Boca Raton (EUA): CRC Press, 2010. 1238 p.

JULIEN, P. Y.; KLAASSEN, G. J.; TEN BRINKE, W. B. M.; WILBERS, A. W. E. Case study: bed resistance of Rhine River during 1998 flood. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 128, n. 12, p. 1042-1050, dez. 2002.

KNIGHT, D. W. River hydraulics – a view from midstream, **Journal of Hydraulic Research**, v. 51, n. 1, p. 2-18, fev. 2013.

KNIGHT, D.W.; MCGAHEY, C.; LAMB, R.; SAMUELS, P.G. **Practical channel hydraulics**: roughness, conveyance and afflux. Leiden (Holanda): Taylor & Francis, 2018. 354 p.

KOCUREK, G.; EWING, R. C.; MOHRIG, D. How do bedform patterns arise? New views on the role of bedform interactions within a set of boundary conditions. **Earth Surface Processes and Landforms**, v. 35, n. 1, p. 51-63, jan. 2010.

KOLLER, D. K. **Estudo experimental de formas de fundo geradas por correntes de densidade salina em canal de fundo móvel**. 2016. 133 f. Dissertação (mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

KOPECKI, I.; SCHNEIDER, M.; TUHTAN, J. A. Depth-dependent hydraulic roughness and its impact on the assessment of hydropeaking. **Science of the Total Environment**, v. 575, p. 1597-1605, jan. 2017.

KÜHLBORN, J. M. **Wachstum und wanderung von sedimentriffeln**. 1993. Tese de Pós-doutorado, Universidade Técnica de Darmstadt, Darmstadt (Alemanha), 1993.

LEOPOLD, L. B.; WOLMAN, M. G.; MILLAR, J. P. **Fluvial processes in geomorphology**. São Francisco (EUA): W.H. Freeman and Company, 1964.

LI, L.; JUN, K. S. Distributed parameter unsteady flow model for the Han River. **Journal of Hydro-Environment Research**, v. 21, p. 86-95, out. 2018.

LIMERINOS, J. T. **Determination of the Manning coefficient from measured bed roughness in natural channels**. Washington (EUA): Geological Survey Water Supply Paper 1898-B / California Department of Water Resources / US Government Printing Office, 1970. Relatório Técnico.

LIU, H. K. Mechanics of sediment-ripple formation. **Journal of the Hydraulics Division**, v. 83, n. 2, p. 1–23, 1957.

MONTE, B. E. O.; COSTA, D. D.; CHAVES, M. B.; MAGALHÃES, L. O.; UVO, C. B. Hydrological and hydraulic modelling applied to the mapping of flood-prone areas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 21, n. 1, p. 152-167, jan./mar. 2016.

MORVAN H.; KNIGHT, D.; WRIGHT, N.; TANG, X.; CROSSLEY, A. The concept of roughness in fluvial hydraulics and its formulation in 1D, 2D and 3D numerical simulation models. **Journal of Hydraulic Research**, v. 46, n. 2, p. 191-208, out. 2008.

MOSSELMAN, E.; LE, T. B. Five common mistakes in fluvial morphodynamic modeling. **Advances in Water Resources**, v. 93, p. 15-20, jul. 2016.

NIKORA, V. I.; HICKS, D. M. Scaling relationships for sand wave development in unidirectional flow. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 123, n. 12, p. 1152–1156, dez. 1997.

NINO, Y.; ATALA, A.; BARAHONA, M.; ARACENA, D. Discrete particle model for analysing bedform development. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 128, n. 4, p. 381–389, 2002.

OERTER, M. Numerical Modeling of Free-Surface Flows in Practical Applications. In: ROWINSKI, P.; RADECKI-PAWLIK, A. (Ed.). **Rivers – Physical, fluvial and environmental processes**. Viena (Suíça): Springer, 2015. p. 169-192

PAARLBERG, A. J. **Modelling dune evolution and dynamic bed roughness in rivers**. 2008. 145 f. Tese (Doutorado em Sistemas Marítimos e Fluviais), Universidade de Twente, Enschede (Holanda), 2008.

PAARLBERG, A. J.; DOHMEN-JANSSEN, C. M.; HULSCHER, S. J. M. H.; TERMES, P. Modeling river dune evolution using a parameterization of flow separation. **Journal of Geophysical Research**, v. 114, n. 1, fev. 2009.

PAARLBERG, A. J.; DOHMEN-JANSSEN, C. M.; HULSCHER, S. J. M. H.; TERMES, P.; SCHIELEN, R. Modelling the effect of time-dependent river dune evolution on bed roughness and stage. **Earth Surface Processes and Landforms**, v. 35, n. 15, p. 1854-1866, dez. 2010.

POWELL, D. M. Flow resistance in gravel-bed rivers: progress in research. **Earth-Science Reviews**, v. 136, p. 301-338, set. 2014.

RAICHLIN, F.; KENNEDY, J. F. **The growth of sediment bed forms from an initially flattened bed**. In: 11th IAHR Congress. Proceedings of 11th IAHR Congress. vol. 3. Leningrado (Rússia): IAHR, 1965.

RAUDKIVI, A. J. Ripples on stream bed. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 123, n. 1, p. 58-64, jan. 1997.

RAUDKIVI, A. J. Transition from ripples to dunes. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 132, n. 12, p. 1316-1320, dez. 2006.

RAUEN, W. B.; LIN, B.; FALCONER, R. A. **Modelling dynamic bed roughness associated with bed form development**. In: 16th IAHR-APD Congress and 3rd Symposium of IAHR-ISHS, 2008, Nanjing (China). Advances in Water Resources and Hydraulic Engineering: Proceedings of 16th IAHR-APD Congress and 3rd Symposium of IAHR-ISHS. Berlim (Alemanha): Springer Verlag, 2008.

RAUEN, W. B.; LIN, B.; FALCONER, R. A. Modelling ripple development under non-uniform flow and sediment supply-limited conditions in a laboratory flume. **Estuarine, Coastal and Shelf Science**, v. 82, p. 452-460, 2009.

RAUEN, W. B.; GRANADIER, V. **Modelling roughness change due to bed form growth under transient flows**. In: XIV Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos, 2020. Anais do XIV Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos, Campinas: ABRH, 2020, p. 1-8. Disponível em: <<http://anais.abrh.org.br/works/6784>>. Acesso em: 20 jan. 2021.

REESINK, A. J. H.; PARSONS, D. R.; ASHWORTH, P. J.; BEST, J. L.; HARDY, R. J.; MURPHY, B. J.; MCLELLAND, S. J.; UNSWORTH, C. The adaptation of dunes to changes in river flow. **Earth Science Reviews**, v.185, p. 1065-1087, set. 2018.

ROWINSKI, P.; RADECKI-PAWLIK, A. **Rivers** – Physical, fluvial and environmental processes. Viena (Suíça): Springer, 2015. 629 p.

SANTO, O. E. **Processos e materiais geológicos importantes em ambientes terrestres**. 2012. Disponível em: <<http://www.colegiovascodagama.pt/ciencias3c/onze/geologia2.1sed.html>>. Acesso em: 14 dez. 2017.

SCHULZ, M.; PRIEGNITZ, J.; KLASMEIER, J.; HELLER, S.; MEINECKE, S.; FEIBICKE, M. Effect of bed surface roughness on longitudinal dispersion in artificial open channels. **Hydrological Processes**, v. 26, n. 2, p. 272-280, jan. 2012.

SHIELDS, A. **Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement**. Berlim (Alemanha): Instituto Prussiano de Engenharia Hidráulica e Construção Naval, 1936.

SILVA, A. M. F.; YALIN, M. S. **Fluvial processes**. 2 ed. Londres (Inglaterra): Taylor & Francis, 2017.

SIMONS, D. B.; RICHARDSON, E. V. **Resistance to flow in alluvial channels**. Washington (EUA): U.S. Geological Survey Professional Paper, 422-J, 1966. Relatório Técnico.

SIMONS, D. B.; RICHARDSON, E. V. Forms of Bed Roughness in Alluvial Channels. **Journal of the Hydraulics Division**, v. 87, n. 3, p. 87-105, 1961.

SOIL CONSERVATION SERVICE. **National engineering handbook**. Washington (EUA). Departamento de Agricultura: 1972.

SOULSBY, R. **Dynamics of marine sands**. Londres (Inglaterra): Thomas Telford, 1997. 253 p.

SOULSBY, R. L.; WHITEHOUSE, R. J. S. W. **Threshold of sediment motion in coastal environments**. In: 13th Australasian Coastal and Ocean Engineering Conference and the 6th Australasian Port and Harbour Conference: Volume 1, 1997, Christchurch (Nova Zelândia). Pacific Coasts and Ports '97, Christchurch (Nova Zelândia): Universidade de Canterbury – Centro de Engenharia Avançada, 1997. p. 145-150.

SOUTHARD J. B.; BOGUCHWAL, L. A. Bed Configurations in Steady Unidirectional Water Flows: Part 2. Synthesis of Flume Data. **Journal of Sedimentary Petrology**, v. 60, n. 5, p. 658-679, 1990.

SOUTHARD, J. E. **Introduction to fluid motions, sediment transport, and current-generated sedimentary structures**. MIT Course Textbook, Massachusetts Institute of Technology, 2006. Disponível em: <<https://ocw.mit.edu/courses/earth-atmospheric-and-planetary-sciences/12-090-introduction-to-fluid-motions-sediment-transport-and-current-generated-sedimentary-structures-fall-2006/>>. Acesso em: 15 dez. 2019.

SOUZA, A. R. L. **Estudo do movimento incipiente de sedimentos não-coesivos em escoamentos com superfície livre**. 2010. 181 f. Dissertação (mestrado em Engenharia Oceânica), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

TUCCI, C. E. M. **Inundações urbanas**. Porto Alegre: ABRH/RHAMA, 2007. 389 p.

VAN DEN BERG, J. H., VAN GELDER, A. 1993. A new bedform stability diagram, with emphasis on the transition of ripples to plane bed in flows over fine sand and silt. In: MARZO, M.; PUIGDEFÁBREGAS, C. (ed.). **Alluvial Sedimentation**. Boston: Blackwell, 1993. p. 11-21.

VAN RIJN, L. C. Sediment Transport, Part III: Bed forms and alluvial roughness. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 110, n. 12, p. 1733-1755, dez. 1984.

VAN RIJN, L.C. **Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal areas**. Amsterdã (Holanda): Aqua Publications, 1993.

VAN RIJN, L. C. Unified view of sediment transport by currents and waves. i: initiation of motion, bed roughness, and bed-load transport. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 133, n. 6, p. 649-667, 2007.

VENDITTI, J. G. Bedforms in sand-bedded rivers. In SHROEDER, J. J.; WOHL, E. (Ed.). **Treatise on geomorphology**. San Diego (EUA): Academic Press, 2013. p. 137–162.

VESTENA, L. R. **Análise da relação entre a dinâmica de áreas saturadas e o transporte de sedimentos em uma bacia hidrográfica por meio de monitoramento e modelagem**. 2008. 268 f. Tese (doutorado em Engenharia Ambiental), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

WARMINK, J. J.; SCHIELEN, R. M. J. Modelling dynamic bed form roughness for operational flood forecasting. In: 3rd IAHR Europe Congress, 2014, Porto (Portugal). **3rd IAHR Europe Congress, Book of Proceedings**. Porto (Portugal): IAHR, 2014a. p. 1-10.

WARMINK, J. J.; SCHIELEN, R. M. J. Explicit computation of bed form roughness for operational flood modelling, a case study for the river Rhine. In: River Flow, 2014, Lausanne (Suíça). **Proceedings of River Flow 2014**. Londres (Inglaterra): Taylor & Francis, 2014b. p. 385-380.

WARMINK, J. J.; VAN DUIN, O. J. M.; NAQSHBAND, S. (2015). Comparison of two bed form models to predict bed form roughness for flood modelling. In: **Proceedings of the 36th IAHR Congress**, The Hague, 2015, p. 1-6.

WIJBENGA, J. H. A.; VAN NES, A. R. **Flow resistance and bedform dimensions for varying flow conditions; results of flume experiments with flood waves**. Delft (Holanda): Delft Hydraulics, 1986. Relatório Técnico

YALIN, M. S. Geometrical Properties of Sand Wave. **Journal of the Hydraulics Division**, v. 90, n. 5, p. 105-119, 1964

APÊNDICE 1 – ARTIGO DE GRANADIER E RAUEN (2019)

XXIII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS

IMPORTÂNCIA RELATIVA DA EVOLUÇÃO DE PEQUENAS DUNAS NA MODELAGEM HIDROSSEDIMENTOLÓGICA FLUVIAL

Vinícius Granadier¹ ; William Bonino Rauhen²

RESUMO – Objetivou-se quantificar a importância relativa do desenvolvimento temporal de formas de fundo em leitos fluviais no procedimento de determinação da resistência ao escoamento em modelos hidrossedimentológicos. Foram simulados dois cenários de vazão constante em um modelo matemático unidimensional de canal muito largo, retilíneo e com leito arenoso, de modo a conferir condições de alta e baixa mobilidade dos sedimentos e ocorrência de pequenas dunas. Foram comparadas as abordagens: (a) estática, na qual o cálculo da resistência foi feito em função das dimensões das formas de fundo estimadas para a condição de equilíbrio; e (b) dinâmica, na qual o cálculo da referida resistência considerou o desenvolvimento temporal das dimensões das formas de fundo, partindo de um leito plano até a condição de equilíbrio. Os resultados mostraram que a abordagem estática tende a superestimar substancialmente as profundidades médias durante uma parcela considerável da simulação; e, concomitantemente, a subestimar as descargas sólidas de fundo e suspensão, de tal modo a gerar estimativas de aporte sólido consideravelmente inferiores às obtidas com a abordagem dinâmica. Tais discrepâncias foram explicadas com base nas variações temporais de outros parâmetros hidrossedimentológicos, como o coeficiente n de Manning, a velocidade média e a velocidade de atrito (total e particionada).

ABSTRACT– Assessed herein is the relative importance of the temporal development of ripples in alluvial rivers as part of a procedure used to determine flow resistance in hydrossedimentological models. Two scenarios of constant discharge were simulated in a one-dimensional mathematical model of a wide straight channel, which conferred conditions of high and low sediment mobility and mini-ripples on a sandbed. Two calculation approaches were used and contrasted: (a) static, whereby the flow resistance was calculated based on the equilibrium bedform dimensions; and (b) dynamic, whereby such calculation involved the temporal development of bedforms, from a flat bed to the equilibrium state. The results indicated that the static approach tended to substantially overestimate the flow depth for a considerable part of the simulation period; and, concurrently, to underestimate sediment discharges to the point of generating much lower sediment load estimates than those obtained using the dynamic approach. Such discrepancies were explained by the temporal variation of other hydrossedimentological parameters, such as Manning's n , mean flow velocity and friction velocity (total and partitioned).

Palavras-Chave – transiente, resistência, incerteza.

1) Mestrando e bolsista CAPES no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental (PPGERHA), Universidade Federal do Paraná (UFPR). E-mail: viniciusgranadier@gmail.com.

2) Professor Adjunto, Departamento de Hidráulica e Saneamento (DHS) & Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental (PPGERHA), Universidade Federal do Paraná (UFPR). E-mail: wbrauen@gmail.com.

1 INTRODUÇÃO

Em modelos matemáticos de escoamentos fluviais, uma adequada representação dos fenômenos físicos depende, entre outros aspectos, do modelo conceitual utilizado para descrevê-los. A resistência ao escoamento se destaca em tal contexto, por seu papel de simular a dissipação de energia mecânica do fluxo ao longo de um trecho, com potencial de afetar expressivamente as características hidrossedimentológicas e os resultados de uma simulação (MORVAN et al., 2008).

No caso de modelos considerando leito móvel com transporte de sedimentos e excluindo-se outros efeitos – como a dissipação de energia causada por vegetação, entre outras causas – a resistência total ao escoamento pode ser avaliada por meio de três componentes, que se referem: (a) ao arrasto superficial causado pelo atrito com o leito e as margens, o qual se associa à textura e ao grau de uniformidade dessas fronteiras sólidas; (b) ao arrasto gerado por ondulações na interface água-sedimentos, as quais podem gerar a separação do escoamento e aumentar expressivamente o nível de turbulência na coluna de água; e (c) à transferência de quantidade de movimento do escoamento para a mobilização e o transporte de sedimentos (EINSTEIN; BANKS, 1950; VAN RIJN, 1993; SOULSBY, 1997, MORVAN et al., 2008). Como ressalta Soulsby (1997), em escoamentos fluviais sobre leitos planos com o transporte de sedimentos não sendo intenso, a resistência total se reduz à componente (a). Com formas de fundo, acrescenta-se a componente (b), que tende a dominar o valor da resistência total, sendo tal componente uma função das dimensões das ondulações (η : altura, λ : espaçamento). A componente (c) não é desprezível em condições de alta intensidade de transporte de sedimentos por suspensão, como no regime superior de leito plano.

As componentes de resistência ao escoamento causada pela interface com o leito sedimentar são associadas a componentes correspondentes da tensão de cisalhamento no leito (τ_0) e velocidade de atrito (u^*). Então, enquanto as grandezas totais governam processos na coluna de água – como o nível de água, a intensidade de turbulência e a difusão vertical de quantidade de movimento e de sedimentos – somente as respectivas componentes de atrito superficial interferem na mobilização de grãos do leito, na taxa de transporte por carga de fundo e na concentração suspensa de referência (SOULSBY, 1997). Matematicamente, tal distinção é refletida por um particionamento da tensão cisalhante e da velocidade de atrito, nas respectivas componentes associadas à resistência por atrito superficial e resistência de forma, para uso adequado na modelagem hidrossedimentológica.

Sob condições hidrossedimentológicas relativamente constantes no tempo com ocorrência de formas de fundo, as dimensões dessas ondulações tendem a alcançar valores de equilíbrio (η_e , λ_e) em termos médios ao longo de um trecho fluvial. Com isso, em modelos matemáticos fluviais, com certo embasamento físico considera-se constante no tempo o parâmetro utilizado para descrever a

resistência ao escoamento (como de Nikuradse, Chézy, Manning ou outro) – ainda que tal parâmetro não represente apenas os efeitos da rugosidade do leito e que sua determinação normalmente ocorra por meio de calibração (JULIEN et al., 2002; MORVAN et al., 2008; KNIGHT et al., 2010). Entre as formas de fundo citadas estão as pequenas e as grandes dunas, sendo tal distinção de tamanho feita de modo relativo à profundidade de água: enquanto que as pequenas dunas têm η_e e λ_e dependentes apenas da granulometria do sedimento, as grandes dunas têm dimensões de equilíbrio influenciadas, também, pela profundidade (RAUDKIVI, 1997; VAN RIJN, 1993).

Por outro lado, na simulação de escoamentos transientes, como durante ou após a passagem de uma onda de cheia por trecho fluvial, a variação das condições hidrossedimentológicas pode induzir apreciável alteração no padrão de conformação do leito e nas dimensões das formas de fundo, o que modifica temporalmente o efeito de resistência. Isso pode ser uma importante fonte de incertezas em simulações hidrossedimentológicas que considerem o parâmetro de resistência como constante no tempo (JULIEN et al., 2002; KNIGHT et al., 2010; REESINK et al., 2018).

Na modelagem hidrossedimentológica computacional, tal parâmetro é foco usual de procedimento de calibração, com valores de referência podendo estar vinculados ao tipo de forma de fundo esperado em dada condição de simulação (como a sugestão de valores do n de Manning feita no modelo HEC-RAS). Poucos modelos computacionais usados em simulações hidrossedimentológicas fluviais calculam o parâmetro associado à resistência ao escoamento como função das dimensões das formas de fundo (como a função Trachytopes do modelo Delft3D e o módulo morfológico do modelo Mike21). Mesmo assim, são consideradas formas de fundo na condição de equilíbrio, apesar da disponibilidade de métodos e algoritmos voltados à representação da dinâmica de sua evolução a partir de um leito liso, ou entre conformações onduladas distintas (COLEMAN et al., 2005; RAUEN et al., 2008; PAARLBERG, 2008).

Neste sentido, o objetivo deste estudo foi quantificar a importância relativa da evolução das formas de fundo no cômputo de parâmetros hidrossedimentológicos fluviais – com enfoque na evolução de pequenas dunas em um leito arenoso inicialmente liso – frente à respectiva condição estática de equilíbrio. Com isto, pretende-se subsidiar refinamentos futuros (se, quando e como implementar) da representação matemática de tal evolução em modelos hidrossedimentológicos fluviais, com o intuito de mitigar incertezas de modelagem associadas a esse transiente.

2 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Em relação ao objetivo e à natureza, este estudo se classifica como uma pesquisa aplicada e descritiva, de abordagem quantitativa, com foco na investigação do comportamento, das tendências

e das relações entre os parâmetros simulados por um modelo hidrossedimentológico unidimensional implementado em planilha eletrônica.

Foram simuladas e comparadas duas abordagens quanto à temporalidade: abordagem estática, com coeficiente de resistência ao escoamento constante durante toda a simulação e calculado em função das dimensões de equilíbrio de pequenas dunas em leito arenoso; e abordagem dinâmica, com coeficiente de resistência calculado em função das dimensões de pequenas dunas em evolução (crescimento partindo-se da condição de leito plano até a condição de equilíbrio). Os parâmetros utilizados para representar a resistência ao escoamento foram o coeficiente de rugosidade equivalente de Nikuradse (k_s) e o coeficiente de Manning (n).

As simulações foram projetadas para reproduzir um trecho fluvial idealizado como muito largo, retilíneo, com seção transversal retangular e uniformidade das características iniciais médias no plano horizontal, quanto a cada parâmetro modelado. Foram simulados cenários de provável ocorrência de pequenas dunas no leito aluvial, utilizando-se o diagrama de classificação de formas de fundo proposto por Van Rijn (1993) (região associada às *mini-ripples*). Um procedimento iterativo de projeto das condições das simulações levou à adoção de uma declividade suave para o leito ($I = 5 \times 10^{-5}$ m/m) e sedimento composto por areia fina uniforme silicosa (massa específica do grão $\rho_s = 2650$ kg/m³, densidade relativa do grão $S = 2,65$, diâmetro mediano $d_{50} = 0,2$ mm e 90º percentil da distribuição granulométrica acumulada $d_{90} = 0,4$ mm). Com isso, o diâmetro normalizado de grão foi $d^* = 5,06$ e a velocidade de sedimentação foi $w_s = 0,0253$ m/s (SOULSBY, 1997). A condição de iminência do movimento do leito foi caracterizada pelos valores críticos: $\theta_{cr} = 0,050$ (VAN RIJN, 1993), $\tau_{0cr} = 0,16$ Pa e $u_{*cr} = 0,0127$ m/s, em que $\theta = u_*^2/[gd_{50}(S-1)]$ é o parâmetro de Shields, $\tau_0 = \rho \cdot u_*^2$ é a tensão de cisalhamento sobre o leito, $g = 9,81$ m/s² é a aceleração devido à gravidade, $\rho = 1000$ kg/m³ é a massa específica da água e u_* é a velocidade de atrito associada à resistência por atrito de superfície (vide abaixo).

Foram simulados dois cenários de vazão específica (q) constante, os quais conferiram escoamento subcrítico turbulento (caracterizados na Tabela 1). Valores da profundidade média (H) e velocidade média (U) foram determinados com a equação de Manning aplicada às condições de leito liso, com $k_s = k_{ss} = 2,5d_{50} = 0,00050$ m (resistência ao escoamento causada apenas pelo atrito superficial com o leito, na condição inicial) e $26n = k_s^{1/6}$. Também com base na consideração de escoamento uniforme foram calculados valores iniciais de τ_0 e u_* , sendo que os dois cenários simulados representaram uma condição com baixa mobilidade dos sedimentos ($T = 1,0$ e $\theta/\theta_{cr} = 2,0$) e outra com alta mobilidade ($T = 3,0$ e $\theta/\theta_{cr} = 4,0$) respectivamente (para a faixa de pequenas dunas), em que $T = (u_*/u_{*cr})^2 - 1$ é o parâmetro de transporte (não ocorrendo transporte quando $T \leq 0$). No cenário de baixa mobilidade ocorreu apenas descarga sólida de fundo (com base no número de Rouse

$b = w_s/\kappa.u^* = 3,531$, onde κ é a constante de von Kármán ($= 0,4$), ao passo que, no cenário de alta mobilidade, ocorreu também descarga sólida suspensa (com valor inicial $b = 2,497$). Estes cenários possibilitaram avaliar como o aumento da resistência ao escoamento entre as duas condições de T alteram a tendência dos resultados gerados pelas abordagens estática e dinâmica.

Tabela 1 – Valores iniciais dos parâmetros hidrossedimentológicos, para os dois cenários simulados

PARÂMETRO	$\theta/\theta_{cr} = 2,0$	$\theta/\theta_{cr} = 4,0$
n		0,0108
I (m/m)		0,00005
q (m ³ /s.m)	0,322	1,023
H (m)	0,65	1,31
τ_0 (Pa)	0,3211	0,6423
U (m/s)	0,49	0,78
η_e (m)		0,0155
λ_e (m)		0,1395
t_e (h)	120,49	15,92
u^* (m/s)	0,0179	0,0253
T	1,0	3,0
b	3,531	2,497
q_b (kg/s.m)	0,001	0,010
q_s (kg/s.m)	-	0,012

Então, foram selecionadas equações para simular a evolução das formas de fundo, segundo algoritmo proposto por Rauken et al. (2008). O período total de simulação para as abordagens estática e dinâmica foi dividido em 100 passos de tempo, e sua amplitude dependeu do tempo para alcance das dimensões de equilíbrio (t_e), estimado pela Equação (1) (COLEMAN et al., 2005). As dimensões de equilíbrio das pequenas dunas foram estimadas pelas equações definidas por Raudkivi (1997), sendo: $\eta_e = 18,16d^{0,097}$ e $\lambda_e = 245d^{0,35}$, com $d = d_{50}$ expresso em mm.

$$t_e = \frac{d_{50}}{u_*} 2,08 \times 10^{-8} \left(\frac{\theta}{\theta_{cr}} \right)^{-2,42} \quad (1)$$

em que $u^* = \sqrt{gHI}$ é a velocidade de atrito associada à resistência total ao escoamento e, segundo o modelo de Coleman et al. (2005), θ é calculado com u^* (e não com a componente associada ao atrito superficial – possíveis implicações disto serão discutidas na próxima seção).

A evolução temporal das pequenas dunas, desde o leito plano até as dimensões de equilíbrio, foi simulada como curvas de potência (COLEMAN et al., 2005), pelas Equações (2) e (3).

$$\frac{\eta}{\eta_e} = \left(\frac{t}{t_e} \right)^{0,22 d_*^{0,22}} \quad \text{para } 0,01 < \frac{t}{t_e} < 1 \quad (2)$$

$$\frac{\lambda}{\lambda_e} = \left(\frac{t}{t_e} \right)^{0,14 d_*^{0,33}} \quad \text{para } 0,01 < \frac{t}{t_e} < 1 \quad (3)$$

A resistência total ao escoamento, representada por k_s e composta pelas parcelas de resistência por atrito (k_{ss}) e por efeito de forma (k_{sf}), foi calculada pela Equação (4) - como indica Soulsby (1997).

$$k_s = k_{ss} + k_{sf} = 2,5d_{50} + 30 \frac{\eta^2}{\lambda} \quad (4)$$

A descarga sólida total (q_t) foi determinada como a soma das descargas sólidas de fundo (q_b) e suspensa (q_s) por unidade de largura do escoamento. A primeira foi calculada com a Equação (5) (VAN RIJN, 1993), que considera apenas a parcela de cisalhamento no leito relativa à resistência por atrito representada por u_{*s} - ou seja, q_b não sofre influência direta da dissipação turbulenta de energia gerada pela resistência de forma (SOULSBY, 1997).

$$q_b = 0,053 \frac{T^{2,1}}{d_*^{0,3}} [g(S-1)]^{0,5} d_{50}^{1,5} \rho_s \quad (5)$$

Em $t = 0$, admitiu-se que $u_{*s} = u_* = \sqrt{gHI}$, visto que o leito é liso e u_* é formado apenas pela parcela de arrasto por atrito. No restante da simulação, o cálculo de u_{*s} foi feito segundo Baas (1993) pela Equação (6), em uma simplificação da fórmula original de Van Rijn (1993).

$$u_{*s} = \frac{U \sqrt{g}}{18 \log \left(\frac{4H}{d_{90}} \right)} \quad (6)$$

Já a descarga sólida suspensa foi calculada pela integração numérica do perfil de Rouse gerado a partir de uma altura de referência $Z_a = 0,01H$ acima do leito, na qual ocorre a concentração suspensa de referência C_a obtida conforme a Equação (7) (SOULSBY, 1997).

$$C_a = \frac{0,015 d_{50} T^{1,5}}{Z_a (d_*)^{0,3}} \quad (7)$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados obtidos com as abordagens estática e dinâmica de determinação da resistência ao escoamento, para os cenários de baixa intensidade ($\theta/\theta_{cr} = 2,0$ em $t = 0$) e alta intensidades ($\theta/\theta_{cr} = 4,0$ em $t = 0$) de transporte de sedimentos, são apresentados na Figura 1.

Para os dois cenários simulados, observa-se na Figura 1a que a abordagem estática superestimou a profundidade de escoamento durante todo o período de evolução das pequenas dunas, até o seu equilíbrio ($t_e \approx 120$ horas com $\theta/\theta_{cr} = 2,0$; $t_e \approx 16$ horas com $\theta/\theta_{cr} = 4,0$). As discrepâncias correspondentes foram de 19% no início do período simulado, e superiores a 5% no primeiro quarto das simulações - aqui considerado como o patamar de referência para a incerteza tipicamente associada à determinação de tal parâmetro, segundo Soulsby (1997).

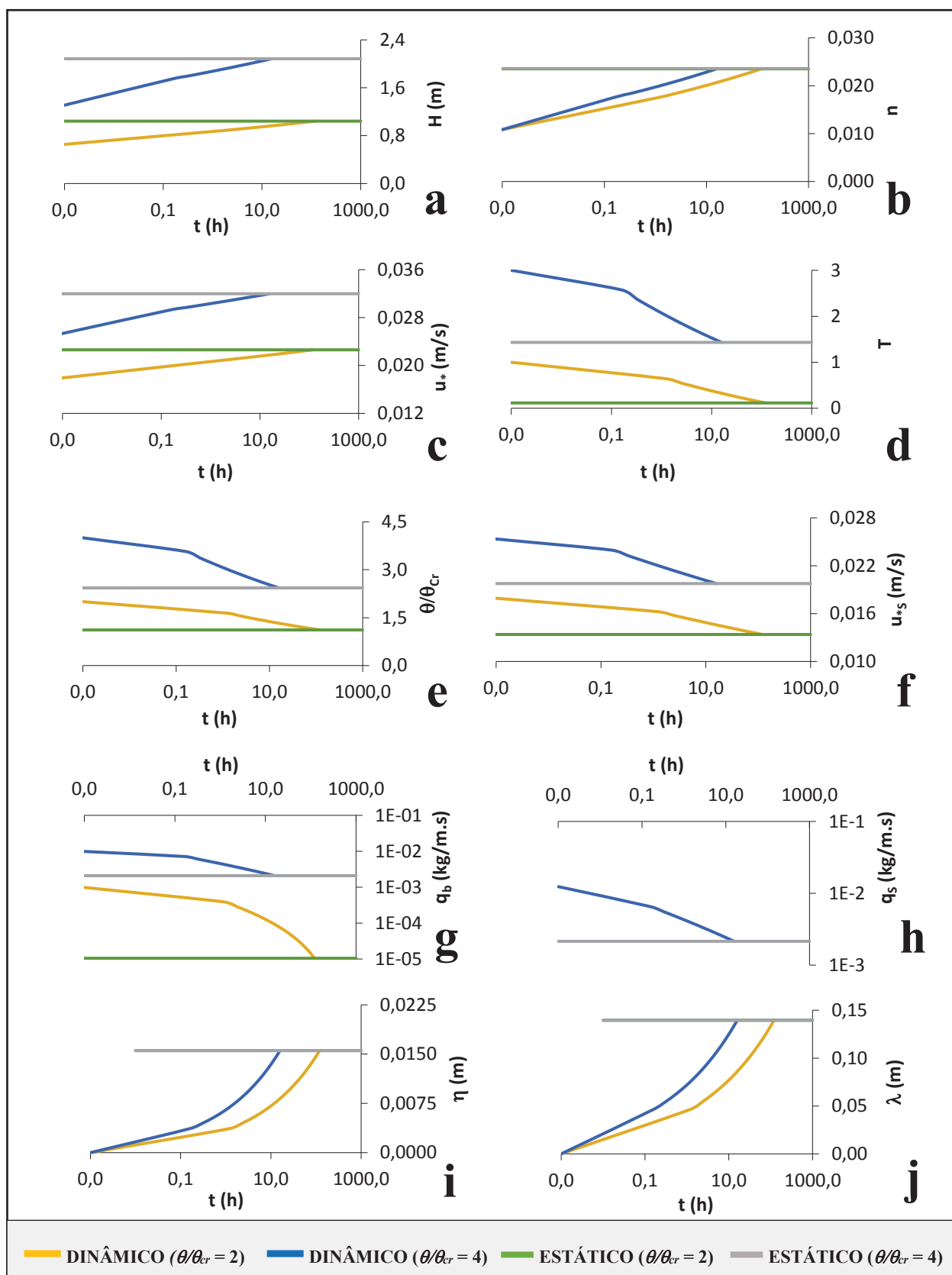


Figura 1 – Resultados obtidos para os parâmetros hidrossedimentológicos fluviais, sendo: a) profundidade média (H), b) coeficiente de Manning (n), c) velocidade de atrito associada à resistência total ao escoamento (u_*), d) parâmetro de transporte (T), e) proporção de Shields (θ/θ_{cr}), f) velocidade de atrito associada ao atrito superficial (u_{rs}), g) descarga sólida de fundo (q_b), h) descarga sólida suspensa (q_s), i) altura das formas de fundo (η) e j) espaçamento das formas de fundo (λ)

Conforme mostram as Figuras 1g e 1h, as descargas sólidas de fundo e de suspensão foram subestimadas com a abordagem estática frente à abordagem dinâmica durante o período de evolução das pequenas dunas. Consequentemente, com a abordagem estática o aporte sólido total estimado para o trecho foi 81% (5x) menor do que aquele calculado com a abordagem dinâmica para $\theta/\theta_{cr} = 2,0$ (diferença de 19 kg/m), e 27% (1,4x) menor para $\theta/\theta_{cr} = 4,0$ (diferença de 89 kg/m). Estas discrepâncias foram consideradas altas, mesmo em relação as incertezas usualmente envolvidas na determinação de descargas sólidas.

Tais desvios observados entre as abordagens estática e dinâmica ocorreram em função das variações temporais dos demais parâmetros plotados na Figura 1, as quais não são representadas na abordagem estática. Por exemplo, o valor do n de Manning (Figura 1b) aumentou gradualmente de $n = 0,0108$ (em $t = 0$, leito liso) para $n = 0,0235$ (em $t = t_e$, formas de fundo em equilíbrio) na abordagem dinâmica, tendo levado cerca de 7 horas para alcançar o valor de 0,020 no cenário de $\theta/\theta_{cr} = 2,0$. Em contrapartida, na abordagem estática tal parâmetro foi constante ($n = 0,0235$) durante todo o período de $t \leq t_e$. Concomitantemente, em ambos os cenários de escoamento simulados, os valores de U (não mostrados) e u_{*s} (Figura 1f) diminuíram com o tempo – considerando a relação diretamente proporcional entre essas grandezas pela Equação (6) – ao passo que u^* aumentou (Figura 1c). Esses comportamentos são condizentes com a relação entre U , τ_0 e u_{*s} explicitada por Raudkivi (1998) para o desenvolvimento de pequenas dunas a partir de leito liso. Entende-se que, com a diminuição gradativa de U , também decresce a importância relativa da parcela de arrasto por atrito na composição da resistência total ao escoamento, enquanto cresce a importância relativa da parcela de arrasto por forma (graças ao desenvolvimento das formas de fundo) (RAUDKIVI, 1998). Essa tendência foi observada ao longo de cada simulação, e também ocorreu quando se comparam os dois cenários de escoamento, onde para $t/t_e = 1$: $u_{*s}/u^* \approx 59\%$ para $\theta/\theta_{cr} = 2,0$ e $u_{*s}/u^* \approx 62\%$ para $\theta/\theta_{cr} = 4,0$. Então, com o decréscimo de u_{*s} , o parâmetro de transporte (T) e a proporção de Shields calculada com u_{*s} (θ/θ_{cr}) também decaíram com o tempo, conforme mostrado nas Figuras 1d e 1e, respectivamente. Isso explica a tendência decrescente nos valores das descargas de fundo e suspensão, conforme obtidos com a abordagem dinâmica.

Com o aumento no tempo de u^* (Figura 1c), conforme calculado com a abordagem dinâmica para $\theta/\theta_{cr} = 4$, houve uma redução concomitante no número de Rouse (não mostrada) de $b = 2,497$ na condição inicial para $b = 1,979$ na condição com as formas de fundo em equilíbrio. Com isso, aumentou a importância relativa da descarga sólida suspensa na composição da descarga sólida total (de 48% para 51%, respectivamente), como era esperado (VAN RIJN, 1993; SOULSBY, 1997). De um modo geral, uma redução em b decorre de um aumento na intensidade de turbulência na coluna de água, o qual pode ser explicado pelo crescimento das formas de fundo. Por sua vez, isso favorece

uma maior uniformidade do perfil vertical de concentração de sedimentos em suspensão, ainda que os valores de concentração correspondentes diminuam gradualmente à medida que as formas de fundo crescem (SOULSBY, 1997) – pois, conforme calculado com a Equação (7), ocorre uma redução dos valores de C_a causada pela redução de u_{*s} (que determina T).

Com a dependência da velocidade de atrito (u_*) na determinação de t_e pela Equação (1) (COLEMAN et al., 2005) e visto que u_* cresce durante a simulação, observou-se ser relevante refinar o procedimento de cálculo da abordagem dinâmica de modo a considerar o efeito da evolução das formas de fundo sobre sua própria taxa de crescimento, gerando uma retroalimentação morfodinâmica no cálculo de t_e , a cada passo de tempo. Nesse caso, para representar de modo mais fidedigno os processos físicos envolvidos – e refletir a associação que há entre a evolução das formas de fundo e a descarga sólida de fundo, que por sua vez é governada apenas pela parcela de arraste por atrito no leito (SOULSBY, 1997; RAUDKIVI, 1998) – entendeu-se que a Equação (1) poderia envolver u_{*s} em vez de u_* (inclusive no cálculo de θ). Com isso, em um cenário com retroalimentação de t_e , como a taxa de transporte de sedimentos por carga de fundo apresentou tendência decrescente, ocorreriam aumentos concomitantes nos valores de t_e a cada passo de tempo, em direção à condição de equilíbrio.

4 CONCLUSÃO

- As simulações deste estudo apontaram que podem ocorrer discrepâncias substanciais nos resultados obtidos para parâmetros hidrossedimentológicos entre as abordagens estática e dinâmica de representação da resistência ao escoamento, conforme afetada pelo desenvolvimento de pequenas dunas em leito aluvial. Implicações práticas importantes podem decorrer na modelagem computacional e na tomada de decisão no âmbito da gestão de recursos hídricos, que usa tais dados para elaborar mapas de alagamento e para estimar assoreamento em reservatórios, por exemplo.
- Reconhece-se haver outras incertezas envolvidas na modelagem da resistência ao escoamento em rios; isso deve ser levado em consideração quando da avaliação crítica dos conceitos e resultados aqui reportados, visando reduzir incertezas e melhorar a confiabilidade de modelos hidrossedimentológicos fluviais.
- Há indícios de que é necessário aplicar a retroalimentação morfodinâmica no cálculo do tempo para alcance das dimensões de equilíbrio das formas de fundo, mas após a adaptar a equação correspondente – Equação (1), de Coleman et al. (2005) – para representação mais coerente (particionada) da velocidade de atrito associada à evolução das formas de fundo.

- Estudos futuros podem ampliar a implementação de cenários de modo a considerar os efeitos da evolução de grandes dunas e/ou com leito inicial ondulado em equilíbrio para leito ondulado em condições diversas de vazão, seja envolvendo um único incremento instantâneo, seja para a condição de escoamento transiente durante a passagem de uma onda de cheia. Isso permitirá ampliar avaliações da importância relativa da evolução das formas de fundo sobre estimativas de parâmetros hidrossedimentológicos fluviais.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES), que financia uma bolsa de mestrado ao primeiro autor do artigo.

REFERÊNCIAS

- BAAS, J. H. (1993) *Dimensional analysis of current ripples in recent and ancient depositional environments*. *Geologica Ultraiectina*, (106), 199 p.
- COLEMAN, S. E.; ZHANG, M. H.; CLUNIE, T. M. “*Sediment-wave development in subcritical water flow*”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131 (2) pp. 106-111, fev. 2005.
- EINSTEIN, H. A.; BANKS, R. B. “*Fluid resistance of composite roughness*”. *Transactions – American Geophysical Union*, 31 (4), pp. 603-610, 1950.
- JULIEN, P. Y.; KLAASSEN, G. J.; TEN BRINKE, W. B. M.; WILBERS, A. W. E. “*Case study: bed resistance of Rhine River during 1998 flood*”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128 (12), pp. 1042-1050, dez. 2002.
- KNIGHT, D. W.; MCGAHEY, C.; LAMB, R.; SAMUELS, P. G. (2010) *Practical channel hydraulics: roughness, conveyance and afflux*: Taylor & Francis, Leiden, 354 p.
- MORVAN, H.; KNIGHT, D.; WRIGHT, N.; TANG, X.; CROSSLEY, A. “*The concept of roughness in fluvial hydraulics and its formulation in 1D, 2D and 3D numerical simulation models*”. *Journal of Hydraulic Research*, 46 (2), pp. 191-208, out. 2008.
- PAARLBERG, A. J. *Modelling dune evolution and dynamic bed roughness in rivers*. 145 f. Tese (Doutorado em Sistemas Marítimos e Fluviais), Universidade de Twente, Enschede (Holanda), 2008.
- RAUDKIVI, A. J. (1998) *Loose Boundary Hydraulics*. CRC Press, Roterdã, 512 p.
- RAUDKIVI, A. J. “*Ripples on Stream Bed*”. *Journal of Hydr. Engineering*, 123 (1), pp. 58–64, 1997.
- RAUEN, W. B.; LIN, B.; FALCONER, R. A. (2008) “*Modelling dynamic bed roughness associated with bed form development*” in *Proceedings of 16th IAHR-APD Congress and 3rd Symposium of IAHR-ISHS, Nanjing (China)*, 2008.
- REESINK, A. J. H.; PARSONS, D. R.; ASHWORTH, P. J.; BEST, J. L.; HARDY, R. J.; MURPHY, B. J.; MCLELLAND, S. J.; UNSWORTH, C. “*The adaptation of dunes to changes in river flow*”. *Earth Science Reviews*, 185, pp. 1065-1087, set. 2018.
- SOULSBY, R. (1997) *Dynamics of marine sands*. Thomas Telford, Londres, 253 p.
- VAN RIJN, L. C. (1993) *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal areas*. Aqua Publications, Amsterdã, 690 p.

APÊNDICE 2 – ARTIGO DE RAUEN E GRANADIER (2020)

MODELLING ROUGHNESS CHANGE DUE TO BED FORM GROWTH UNDER TRANSIENT FLOWS

William Bonino Rauen¹; Vinícius Granadier²

ABSTRACT – This study focused on the modelling capacity of unsteady resistance coefficients for hydraulic models. The specific aim was to adapt and test a calculation procedure for coefficient variation governed by roughness change due to bed form development under transient flow. An established method so far only used successfully under steady flow conditions was analysed through the lens of unsteady flow, adapted and used to simulate ripple growth in a wide channel reach with sand bed, with a triangular flow hydrograph as passing flood wave. The corresponding effects on water depth predictions were also contrasted with their counterparts obtained using a temporally constant resistance coefficient normally associated with equilibrium bed forms. Due to its highly parameterised nature, the new procedure can potentially contribute to improve modelling performance, cost-effectively, in such type of challenging simulation conditions.

Palavras-Chave – modelagem; rugosidade; transiente.

1 - INTRODUCTION

Hydraulic models for open channel flows with sediment transport often represent flow resistance through coefficients such as Manning's n or Chezy's C , with the values of which often being determined through calibration using field or laboratory data (e.g. for water levels). Such boundary condition can be steady and uniform, particularly for quasi-steady and quasi-uniform flows. On occasions, reference values for a given resistance coefficient are associated with the type of bed form occurring or thought to occur on a modelled alluvial bed (e.g. Brunner, 2010), thus reflecting the key role played by the bed roughness in establishing overall resistance to flow. In this sense, a further development is to compute a given coefficient as a function of bed form dimensions, such as representative height η and length λ values (e.g. Deltares, 2014; Brunner, 2016), which can depend heavily on the flow condition (van Rijn, 2007). This type of approach allows for automatic calculation of spatial and temporal variation of coefficient values in a

1) Professor Adjunto, Departamento de Hidráulica e Saneamento (DHS) e Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental (PPGERHA), Universidade Federal do Paraná (UFPR). Email: wbrauen@gmail.com.

2) Mestrando e bolsista CAPES no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental (PPGERHA), Universidade Federal do Paraná (UFPR). Email: viniciusgranadier@gmail.com.

computational domain and simulation timeframe, grounded on knowledge and mathematical description of the physics of two-way interactions between flow hydrodynamics and morphological features. Such flow-coupled representation of the lower boundary condition can benefit modelling performance particularly for transient flows, such as caused by flood or tidal waves, over fields of mega-ripples and/or dunes – the dimensions of which are affected by the flow depth.

It is noteworthy, however, that equilibrium stage dimensions η_e and λ_e are typically used in the latter context without verification of their occurrence (even theoretically) in a given simulation. As the amount of time required to reach equilibrium (t_e) can vary from a few hours to several days, bed form dimensions may never reach their equilibrium levels in a simulation timeframe, depending on the rate of change of transient flow, sediment characteristics and the pre-existing bed state – instead, η and λ may constantly fluctuate between successive non-equilibrium values. Such unsteadiness of the bed roughness condition can be described using more or less parameterised approaches (Coleman et al., 2005; Paarlberg et al., 2009; Warmink et al., 2015) which are, nonetheless, not yet part of standard hydraulic modelling practice. This is partly due to limited availability of field and laboratory bed morphology data obtained under transient flow conditions, and an incomplete understanding and descriptive ability of related processes.

In the case of bed form development (growth) from a plane bed, equation (1) (Coleman et al., 2005) can be used to estimate η and λ as a function of time under a steady flow regime. Figure 1a illustrates the power curves obtained using equation (1) for the normalised dimensions as a function of normalised time, where normalisation of η , λ and t values is achieved by division by the corresponding equilibrium values (η_e , λ_e and t_e , respectively, which are constant under steady flow). Formulae to calculate the growth exponents γ_η and γ_λ for such power curves and to estimate t_e for ripples and dunes can also be found in Coleman et al. (2005).

$$\frac{\eta}{\eta_e} = \left(\frac{t}{t_e} \right)^{\gamma_\eta} \quad \text{and} \quad \frac{\lambda}{\lambda_e} = \left(\frac{t}{t_e} \right)^{\gamma_\lambda} \quad (1)$$

It can be noted in Figure 1b that the growth rate decreases as a bed form dimension approaches its equilibrium level, as the amount of growth over a given period of time depends upon the instantaneous condition. Under transient flow, such as caused by a passing flood wave through a channel reach, bed form development can be reasonably assumed to follow a similar pattern. Hence, the amount of bed form growth over, say, a hydrograph flow step of duration Δt would thus depend on the dimensions in the beginning of such time step (η_i , λ_i). However, thus far, bed form development under transient flows does not appear to have been adequately parameterised using relatively simple formulae as equation (1). For instance, Warmink et al.

(2015) had to resort to a more complex and computationally expensive hydro-morphodynamic approach to achieve a realistic description of bed form growth and its effects on flow parameters. Their results obtained using equation (1) in its standard steady flow form show that it was unsuitable for their transient flow simulations.

As part of the conceptual basis for the present paper, further analysis of equation (1) showed that it may be used to describe bed form development also under transient flows, provided that the meaning of each term is also viewed through the lens of transient flow. Hence, the aim of this study was to develop and test a new procedure to compute bed form growth under transient flow, based on Coleman et al. (2005)'s equation so far only used for steady flows.

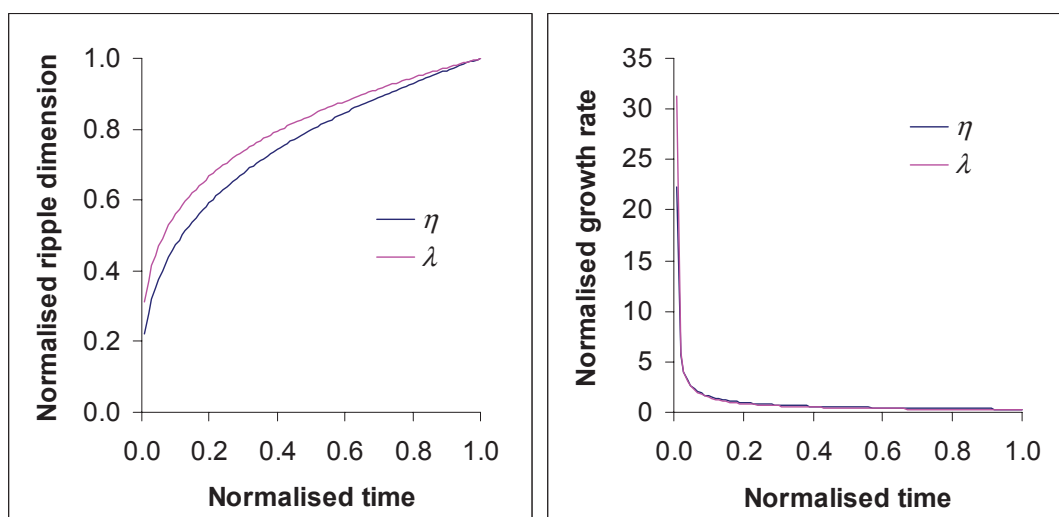


Figure 1 – Time variation of (a) normalised ripple dimensions and (b) normalised growth rates for ripple height (η) and length (λ).

2 - METHODS

An analysis of equation (1) through the lens of bed form development under transient flows revealed that treating t_e as constant throughout an unsteady flow simulation would be unrealistic, as t_e is a function of the flow condition (e.g. equation 2 below) – in general, stronger flows accelerate development and, thus, reduce the amount of time required to reach the equilibrium stage. Thus, t_e requires updating in each new flow step, being understood as the time required to reach equilibrium dimensions if the flow remained in such an instantaneous condition long enough – which can be interpreted as a hypothetical equilibrium condition.

Similarly, η_e and λ_e should be associated with such a hypothetical equilibrium condition and require updating at each new flow step, in the case of mega-ripples and dunes (terminology in line with the bed form classification scheme of van Rijn, 2007). For mini-ripples with equilibrium dimensions depending only on the grain size, η_e and λ_e do not require updating.

The time stamp t should not simply be made equal to Δt in each new flow step, as this would cause growth rates to be overestimated (as if bed forms were always in the beginning of their development history, see Figure 1b). On the other hand, equating t to the absolute hydrograph time (T) while updating t_e , η_e and λ_e as mentioned above would cause a mismatch in the parameter base and unrealistic discontinuities in the development curves. Thus, t should represent, at each flow step, the bed form growth history as described by Figure 1a, which does not necessarily match T in transient flow cases. Such decoupling of time stamps is the essence of the procedure outlined below, which has allowed for adapting Coleman et al. (2005)'s method (equation 1) developed for steady flow conditions for usage also in transient flow simulations involving bed form development.

2.1 - Calculation procedure for $\eta(t)$ and $\lambda(t)$ under a transient flow regime

The procedure starts by calculating or assigning values of parameters that are assumed not to depend on the flow condition, such as γ_η and γ_λ . In the case of mini-ripples, η_e and λ_e can be calculated only once following Raudkivi (1997) (in mm): $\eta_e = 18.16d^{0.097}$ and $\lambda_e = 245d^{0.35}$. For mega-ripples and dunes, the corresponding η_e and λ_e values require updating at each new flow step using other established formulae, such as found in van Rijn (2007).

Then, for each flow step (duration Δt) used to discretise the flood wave hydrograph, assume occurrence of a quasi-steady and quasi-uniform flow regime and calculate t_e using available formulae for the type of bed form. For example, for mini-ripples (Coleman et al., 2005):

$$t_e = \frac{d}{u_{*e}} 2,08 \times 10^8 \left(\frac{\theta_e}{\theta_c} \right)^{-2,42} \quad (2)$$

where, in line with Coleman et al. (2005), u_{*e} and θ_e are the total (non-partitioned) shear velocity and Shields parameter, respectively, of such hypothetical equilibrium condition (separate procedure, see section 2.2). It is noteworthy that equation (2) was obtained by Coleman et al. (2005) using regression analysis of the equilibrium values of parameters used to characterise the set of bed form development experiments thus considered. This explains why it is necessary to estimate parameters for such an equilibrium condition even if it is never verified in practice – each hypothetical equilibrium condition associated with successive flow steps serves only as the instantaneous ultimate target of bed form development, which influences the instantaneous rate of development according to the pattern defined by equation (1) and Figure 1b.

Then, solve equation (3), which is obtained from equation (1) with $t_i = t$, $\eta_i = \eta$ and $\lambda_i = \lambda$.

$$t_i = \left(\frac{\eta_i}{\eta_e} \right)^{\gamma_\eta^{-1}} t_e \quad \text{or} \quad t_i = \left(\frac{\lambda_i}{\lambda_e} \right)^{\gamma_\lambda^{-1}} t_e \quad (3)$$

where the values of ripple height and length occurring in the beginning of a flow step, i.e. η_i and λ_i , are equated to the corresponding values occurring in the end of the previous flow step. Each t_i value obtained using equation (3) is a time stamp associated with the beginning of a flow step, as if all bed form development up to that moment had occurred under such flow condition.

Then, calculate the time stamp associated with the end of a flow step, as $t_f = t_i + \Delta t$, and solve equation (4) – also obtained from equation (1) – for η_f and λ_f , as:

$$\eta_f = \eta_e \left(\frac{t_f}{t_e} \right)^{\gamma_\eta} \quad \text{and} \quad \lambda_f = \lambda_e \left(\frac{t_f}{t_e} \right)^{\gamma_\lambda} \quad (4)$$

Finally, record the η_f and λ_f values as part of the time series $\eta(t)$ and $\lambda(t)$ and repeat the previous steps until an equilibrium condition is reached or the end of the simulation period. The growth history is represented by the time series of $\eta(t)$ and $\lambda(t)$ values, each varying from zero (plane bed) to the corresponding equilibrium dimensions η_e and λ_e .

2.2 - Calculation procedure for u_{*e} and θ_e

Parameters u_{*e} and θ_e are the total (non-partitioned) shear velocity and Shields number, respectively, of the hypothetical equilibrium state. Assuming a quasi-steady and quasi-uniform flow regime in each flow step, u_{*e} can be estimated using the general flow resistance equation as:

$$u_{*e} = \sqrt{gh_e I_0} \quad (5)$$

where g is the acceleration due to gravity, I_0 is the channel slope and h_e is the hypothetical equilibrium water depth, calculated using Manning's equation as:

$$h_e = \left(\frac{qn_e}{I_0^{0.5}} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (6)$$

where q is the specific discharge and n_e is the hypothetical equilibrium Manning coefficient, calculated using Strickler's equation as:

$$n_e = \frac{k_{se}^{\frac{1}{6}}}{26} \quad (7)$$

where k_{se} is the hypothetical equilibrium Nikuradse roughness coefficient, calculated using the roughness partitioning equation as $k_{se} = k_{ss} + k_{sfe}$, where $k_{ss} = 3d_{90}$ is the skin friction component, with d_{90} being the 90th percentile of sediment grain size distribution curve. The form drag component in the hypothetical equilibrium state (k_{sfe}) can be calculated as (for mini-ripples):

$$k_{sfe} = \alpha \frac{\eta_e^2}{\lambda_e} \quad (8)$$

where $\alpha = 30$ following Soulsby (1997).

The corresponding value of the Shields number for such hypothetical equilibrium state can be calculated as:

$$\theta_e = \frac{u_{*e}^2}{gd(S_s - 1)} \quad (9)$$

where d and S_s are the sediment median particle size and specific gravity, respectively.

2.3 - Test conditions

Application of the modelling procedure is demonstrated for the case of ripple development in a hypothetical channel reach with passing flood wave. Simulations were conducted using spreadsheet software. A mixture of fine and medium silica sand ($S_s = 2.65$, $d = 0.235$ mm, $d_{90} = 0.327$ mm) was assumed as channel bed, which gave the normalised grain size value $D_* = 5.94$ and critical Shields number $\theta_c = 0.045$. Based on Coleman et al. (2005), $\gamma_\eta = 0.33$ and $\gamma_\lambda = 0.25$ were exponents for the ripple height and length growth curves, respectively. Based on Raudkivi (1997), $\eta_e = 15.8$ mm and $\lambda_e = 148$ mm, so that $k_{sfe} = 50.6$ mm (equation 8), $k_{se} = 51.6$ mm and $n_e = 0.0235$ (equation 7). The channel slope $I_0 = 0.00005$ m/m was determined by trial and error to give wide channel flow with bedload sediment transport occurring throughout the simulation.

The flood wave consisted of a triangular hydrograph with base flow $q_b = 0.11$ m³/sm, peak flow $q_p = 0.53$ m³/sm, base time $t_b = 72$ hr and peak time $t_p = 24$ hr. The simulation time step was $\Delta t = 1$ hr, starting from a plane bed with $n = 0.012$. A quasi-uniform and quasi-steady regime was assumed to occur in each simulation step, with computed hydro-sedimentological parameters being deemed representative of channel reach conditions. These hypotheses and other aspects of the computation procedure were verified by Granadier (2020), where further explanation and simulation scenarios and results are also provided.

3 - RESULTS

Simulation results are shown in Table 1 at 2 hr intervals during ripple development (equilibrium occurred at time $T = 32$ hr in this transient flow simulation), and at 4 hr intervals thereafter until $T = 72$ hr (end of the flood hydrograph). Throughout the simulation, it can be noted that h (actual water depth), h_e and θ_e were positively correlated with q , while t_e was negatively correlated with q . Ripple dimensions, k_s and n values increased monotonically until the equilibrium stage was reached, then remained constant and equal to the corresponding equilibrium value. The gap between h and h_e values is attributed to taking ripple development into account *vis-à-vis* assuming equilibrium ripple dimensions (constant in time) as part of the roughness calculation procedure, as discussed further e.g. in Granadier and Rauen (2019) and

Granadier (2020). Normalised time and ripple dimensions computed from the results shown in Table 1 gave the exact same curves as illustrated in Figure 1a.

Table 1 also revealed a mismatch between the hydrograph time stamp (T) and the time stamps associated with the ripple development history (t_i and t_f). In the calculation procedure, equation (3) adjusts the ripple time as a function of instantaneous ripple dimensions, as if they had been reached under the instantaneous flow condition. This step effectively delayed ripple time in relation to hydrograph time as the discharge increased, while advancing it as the discharge decreased. Such an effect can be noted in Table 1 by comparing the t_f value of a given time step with the subsequent t_i value. For instance, during hydrograph ascension the ripple time decreased from $t_f = 5.8$ hr at $T = 10$ hr to $t_i = 5.2$ hr at $T = 11$ hr, while, in contrast, during hydrograph descent, the ripple time increased from $t_f = 20.0$ hr at $T = 30$ hr to $t_i = 20.7$ hr at $T = 31$ hr. In this simulation the equilibrium stage was reached at $T = 32$ hr, the hydrograph time step during which the ripple time reached the corresponding t_e value – when an overall ratio of $t_e/T = 0.7$ was obtained, for the particular set of hydro-sedimentological conditions. The fact that such a ratio is lower than unity suggests that, in net relative terms ripple development was accelerated by the flood wave, an effect which was probably caused by the early development stage from plane bed (when higher growth rates take place, see Figure 1b) occurring during hydrograph ascension.

Table 1 – Simulation results obtained for ripple development under transient flow.

T (hr)	q (m ³ /sm)	h (m)	h_e (m)	θ_e	t_e (hr)	t_i (hr)	t_f (hr)	η_i (m)	η_f (m)	λ_i (m)	λ_f (m)	k_s (m)	n
0	0.11	0.36	0.54	0.069	293.6	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0010	0.012
1	0.12	0.48	0.59	0.076	224.1	0.0	1.0	0.000	0.003	0.000	0.038	0.0068	0.017
2	0.14	0.53	0.64	0.082	177.3	0.8	1.8	0.003	0.004	0.038	0.046	0.0091	0.018
3	0.16	0.58	0.68	0.088	144.3	1.5	2.5	0.004	0.004	0.046	0.053	0.0109	0.018
4	0.18	0.63	0.73	0.094	120.0	2.0	3.0	0.004	0.005	0.053	0.058	0.0127	0.019
5	0.19	0.68	0.77	0.099	101.5	2.6	3.6	0.005	0.005	0.058	0.063	0.0143	0.019
6	0.21	0.72	0.81	0.105	87.2	3.1	4.1	0.005	0.006	0.063	0.068	0.0159	0.019
7	0.23	0.76	0.85	0.110	75.8	3.5	4.5	0.006	0.006	0.068	0.073	0.0174	0.020
8	0.25	0.81	0.89	0.115	66.5	4.0	5.0	0.006	0.007	0.073	0.077	0.0190	0.020
9	0.27	0.85	0.93	0.120	59.0	4.4	5.4	0.007	0.007	0.077	0.081	0.0205	0.020
10	0.28	0.89	0.96	0.124	52.6	4.8	5.8	0.007	0.008	0.081	0.085	0.0220	0.020
12	0.32	0.96	1.03	0.133	42.8	5.7	6.7	0.008	0.009	0.089	0.092	0.0251	0.021
14	0.35	1.04	1.10	0.142	35.6	6.4	7.4	0.009	0.009	0.096	0.099	0.0281	0.021
16	0.39	1.11	1.17	0.150	30.1	7.2	8.2	0.010	0.010	0.103	0.106	0.0311	0.022
18	0.43	1.18	1.23	0.159	25.9	8.0	9.0	0.011	0.011	0.110	0.113	0.0342	0.022
20	0.46	1.25	1.29	0.166	22.5	8.7	9.7	0.012	0.012	0.116	0.120	0.0372	0.022
22	0.50	1.32	1.35	0.174	19.8	9.5	10.5	0.012	0.013	0.123	0.126	0.0403	0.023
24	0.53	1.38	1.41	0.181	17.5	10.2	11.2	0.013	0.014	0.129	0.132	0.0434	0.023
26	0.51	1.36	1.38	0.178	18.6	13.0	14.0	0.014	0.014	0.135	0.137	0.0462	0.023
28	0.50	1.34	1.35	0.174	19.8	15.9	16.9	0.015	0.015	0.140	0.142	0.0485	0.023
30	0.48	1.32	1.32	0.170	21.1	19.0	20.0	0.015	0.016	0.144	0.146	0.0506	0.023
32	0.46	1.29	1.29	0.166	22.5	22.4	23.4	0.016	0.016	0.147	0.148	0.0516	0.023
36	0.43	1.23	1.23	0.159	---	---	---	0.016	0.016	0.148	0.148	0.0516	0.023
40	0.39	1.17	1.17	0.150	---	---	---	0.016	0.016	0.148	0.148	0.0516	0.023
44	0.35	1.10	1.10	0.142	---	---	---	0.016	0.016	0.148	0.148	0.0516	0.023
48	0.32	1.03	1.03	0.133	---	---	---	0.016	0.016	0.148	0.148	0.0516	0.023
52	0.28	0.96	0.96	0.124	---	---	---	0.016	0.016	0.148	0.148	0.0516	0.023
56	0.25	0.89	0.89	0.115	---	---	---	0.016	0.016	0.148	0.148	0.0516	0.023
60	0.21	0.81	0.81	0.105	---	---	---	0.016	0.016	0.148	0.148	0.0516	0.023
64	0.18	0.73	0.73	0.094	---	---	---	0.016	0.016	0.148	0.148	0.0516	0.023
68	0.14	0.64	0.64	0.082	---	---	---	0.016	0.016	0.148	0.148	0.0516	0.023
72	0.11	0.54	0.54	0.069	---	---	---	0.016	0.016	0.148	0.148	0.0516	0.023

4 - FINAL REMARKS

The procedure outlined in section 2 can also be applied to simulate conditions in which mega-ripples and dunes occur on the channel bed, provided that their equilibrium dimensions are linked to the water depth. Disconnecting bed form development history from hydrograph history is an essential element of such modelling procedure, so that its effects on the bed form development history become a key outcome of simulations thus conducted. Further research could investigate related processes, while time series data of bed form development under transient flows would be useful for calibration and validation of predictions, as well as for guiding further model development.

ACKNOWLEDGEMENT – The second author gratefully acknowledges a masters level scholarship received from CAPES Foundation – Brazil, via PPGERHA-UFPR.

REFERENCES

- BRUNNER, G. W. (2010). *HEC-RAS 4.1 river analysis system: hydraulic reference manual*. US Army Corps of Engineers, Davis, 789 p.
- BRUNNER, G. W. (2016). *HEC-RAS 5.0 river analysis system: hydraulic reference manual*. US Army Corps of Engineers, Davis, 546 p.
- COLEMAN, S. E.; ZHANG, M. H.; CLUNIE, T. M. (2005). "Sediment-wave development in subcritical water flow". *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(2), 106-111.
- DELTAES (2014). *Delft3D-FLOW 3.15: user manual*. Deltaes, Delft, 684 p.
- GRANADIER, V. (2020). "Leito vivo: caracterização do acoplamento entre rugosidade dinâmica do leito e parâmetros do escoamento fluvial". Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental), Federal University of Parana (UFPR) (in preparation).
- GRANADIER, V.; RAUEN, W. B. (2019). "Importância relativa do desenvolvimento de pequenas dunas na modelagem hidrossedimentológica fluvial" in *Anais do XXIII Simpósio ABRHydro*, Foz do Iguaçu, 2019, 1-10.
- PAARLBERG, A. J.; DOHMEN-JANSSEN, C. M.; HULSCHER, S. J. M. H.; TERMES, P. (2009). "Modeling river dune evolution using a parameterization of flow separation". *Journal of Geophysical Research*, 114(1), 1-17.
- RAUDKIVI, A. J. (1997). "Ripples on stream bed". *Journal of Hydraulic Engineering*, 123 (1), 58-64.
- SOULSBY, R. (1997). *Dynamics of marine sands*. Thomas Telford, Londres, 253 p.
- VAN RIJN, L. C. (2007). "Unified view of sediment transport by currents and waves: initiation of motion, bed roughness and bedload transport". *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(6), 649-667.
- WARMINK, J. J.; VAN DUIN, O. J. M.; NAQSHBAND, S. (2015). "Comparison of two bed form models to predict bed form roughness for flood modelling" in *Proceedings of the 36th IAHR Congress*, The Hague, 2015, 1-6.